

Grundlagen der Korrosion und der Potentialmessung bei Stahlbetonbauten

Bases de la corrosion et de la mesure de potentiel des structures en béton armé

**Bericht Teil 1
(bis Kapitel 7
bzw. Seite 69)**

Schweizerische Gesellschaft für Korrosionsschutz (SGK), Zürich

Dr. F. Hunkeler

Forschungsauftrag 86/90 auf Antrag der
Arbeitsgruppe Brückenunterhaltsforschung

Mai 1994

510

Vorwort

Seit etwa 1985 wird die Potentialmessung zur Erfassung des Korrosionszustandes der Bewehrung bei Stahlbetonbauwerken in der Schweiz eingesetzt. In diesem Zusammenhang erbrachten vorab die Forschungsarbeiten am Institut für Baustoffe, Werkstoffchemie und Korrosion (IBWK) der ETH Zürich einen wichtigen Beitrag. Die Schweizerische Gesellschaft für Korrosionsschutz (SGK), Zürich, hat zusammen mit dem IBWK die Potentialmessung in den letzten Jahren bei vielen, verschiedenen Bauwerken oder -teilen ausgetestet und so auf einen hohen Stand gebracht. Die Voraussetzungen für eine breitere Anwendung der Potentialmessung in der Praxis sind nun gegeben.

Bis anhin wurde die Potentialmessung trotz ihrer Vorteile nur von wenigen Ingenieuren angewendet. Zudem steht ein grosser Teil der öffentlichen und privaten Bauherrschaft der Potentialmessung nach wie vor zurückhaltend gegenüber. Diese mangelnde Verbreitung und Akzeptanz der Methode ist im wesentlichen auf zwei Ursachen zurückzuführen:

- Unkenntnis:

Für Bauingenieure ist die Potentialmessung eine Methode, die mit dem üblichen Wissen und Erfahrungshorizont nicht eingeordnet und verstanden werden kann. Zudem ist die Methode vielerorts noch ganz unbekannt.

- Angebotsmangel bzw. Fachkräftemangel:

Auf der Angebotsseite besteht ein klarer Mangel an ausgebildeten Fachkräften, welche die Potentialmessung korrekt ausführen und interpretieren können.

Um den angesprochenen Fachkräftemangel rasch und effizient abzubauen, wurde 1990 auf die Initiative der Schweizerischen Gesellschaft für Korrosionsschutz (SGK) hin die "Interessengemeinschaft Potentialmessung Stahlbeton" (IG Pot) ins Leben gerufen. Die IG Pot hat sich zum Ziel gesetzt, die vorhandenen Erfahrungen möglichst "verlustfrei" untereinander auszutauschen und zu vertiefen sowie sich für die Aus- und Weiterbildung zu engagieren. In diesem Sinne wurde in einem ersten Schritt das **Merkblatt SIA 2006: "Durchführung und Interpretation der Potentialmessung an Stahlbetonbauten"** erarbeitet. Dieses Merkblatt will Bauherren, Eigentümer und Ingenieure über die Möglichkeiten und Grenzen der Anwendung der Potentialmessung informieren. Es soll ihnen ermöglichen, die Potentialmessung und deren Ergebnisse in die Zustandsbeurteilung von Bauwerken korrekt einzuordnen und zu gewichten. Darüber hinaus setzt das Merkblatt einen Rahmen für die Anwender dieser Methode in Bezug auf die Durchführung, Auswertung und Interpretation. Damit soll unter den verschiedenen Anwendern ein vergleichbarer Qualitätsstandard erreicht werden.

Die korrekte Anwendung und Interpretation der Potentialmessung setzt detaillierte Kenntnisse über die Korrosion von Metallen, insbesondere über die Korrosion der Bewehrung im Beton voraus. In der vorliegenden Arbeit wird diesen Grundlagen ein breiter Raum eingeräumt. Es wurde versucht, die Grundlagen der Korrosion und der Potentialmessung für eine breitere Leserschaft, d.h. für die praktisch tätigen Ingenieure in den Verwaltungen, Ingenieurbüros und Unternehmungen aufzuarbeiten und zusammenzufassen. In diesem Sinne soll die Arbeit dazu dienen, das Verständnis für die Korrosionsvorgänge an der Bewehrung im Beton und für die Potentialmessung zu vertiefen. Zusammen mit dem Merkblatt SIA 2006, welches mehr die praktischen Aspekte der Potentialmessung behandelt, soll sie das Fundament für die korrekte Anwendung und Interpretation der Potentialmessung darstellen. Die Arbeit soll zudem auch für die Aus- und Weiterbildung von Fachkräften benutzt werden können.

An dieser Stelle möchte ich mich bei Herrn P. Mantovani vom Tiefbauamt des Kt. Graubünden ganz herzlich bedanken. Nur Dank seiner Hilfe und Unterstützung sowie seiner Bereitschaft, die Potentialmessung als Untersuchungstechnik anzuwenden, konnten wir den heutigen Kenntnisstand erreichen. Ich hoffe, dass es auch in anderen Bereichen immer wieder Personen und Institutionen geben wird, die diese Art von Vorreiterrolle übernehmen. Danken möchte ich auch den Mitgliedern der IG Pot für ihre Anregungen und fruchtbaren Diskussionen. Ein weiterer Dank richtet sich an das Bundesamt für Strassenbau für die finanzielle Unterstützung zur Durchführung dieser Arbeit.

Inhaltsverzeichnis

	Seite
Zusammenfassung, Résumé	6
1 Einleitung	7
2 Korrosion von Stahl im Beton	9
2.1 Allgemeines	9
2.2 Voraussetzungen für Korrosion	10
3 Elektrochemische Grundlagen	11
3.1 Einführung	11
3.2 Anodische Teilreaktion	11
3.3 Kathodische Teilreaktion	15
3.4 Korrosionspotential von Stahl im Beton	17
3.5 Makroelemente	18
4 Der Beton als Elektrolyt	20
4.1 "Betonqualität"	20
4.2 Beton - ein poröser Baustoff	21
4.3 Wassergehalt des Betons	23
4.4 Transportvorgänge im Beton	26
4.4.1 Allgemeines	26
4.4.2 Kapillartransport	27
4.4.3 Diffusion	29
4.4.4 Druckgefälle	32
4.4.5 Migration	32
4.5 Der elektrische Widerstand des Betons	33
4.6 Sauerstoffdurchlässigkeit des Betons	35
5 Chloride im Beton	37
5.1 Allgemeines	37
5.2 Herkunft der Chloride im Beton	38
5.3 Wie kommen die Chloride in den Beton?	39
5.4 Chloridkonzentrationsprofile im Beton	43
5.5 Wirkung der Chloride	44
5.6 Gibt es einen kritischen Grenzwert für Korrosion?	46
5.6.1 Allgemeine Feststellungen	46
5.6.2 Gleichgewicht zwischen gebundenen und freien Chloriden	47
5.6.3 Praktische Erfahrungswerte	48
5.7 Cl^-/OH^- - Verhältnis als kritischer Parameter für Lochfrass	51
6 Karbonatisierung des Betons	54
6.1 Karbonatisierungsreaktion und deren Einflussgrößen	54
6.2 Bestimmung der Karbonatisierungstiefe	56
6.3 Zeitlicher Verlauf der Karbonatisierung	58
6.4 Korrosionsrisiko infolge Karbonatisierung des Betons	58
6.5 Korrosionsschäden mit unklarer Ursache?	60
7 Die Korrosionsgeschwindigkeit: ein komplexes Zusammenspiel vieler Faktoren	61
7.1 Allgemeines	61
7.2 Welches sind die bestimmenden Faktoren für die Korrosionsgeschwindigkeit?	62
7.2.1 Elektrochemische Betrachtung	62
7.2.2 Betonfeuchtigkeit und elektrischer Widerstand	64
7.2.3 Chloridgehalt	65
7.2.4 Flächenverhältnis F_K/F_A	65
7.2.5 Sauerstoffangebot	65
7.2.6 Temperatur	66
7.2.7 Betonqualität	66
7.2.8 Überdeckung	66
7.2.9 Zeitliche Entwicklung der Korrosionsgeschwindigkeit	67
7.3 Zusammenhang zwischen Potential und Korrosionsgeschwindigkeit	68
7.4 Ausblick	69

8 Grundlagen der Potentialmessung bei Stahlbetonbauwerken	70
8.1 Einleitung	70
8.2 Messprinzip	71
8.3 Übersicht über die Einflüsse auf das Potential der Bewehrung	74
8.4 Haupteinflüsse	75
8.4.1 Korrosionszustand der Bewehrung	75
8.4.2 Andere Metalle	75
8.4.3 Betonfeuchtigkeit und -widerstand	76
8.4.4 Chloridgehalt des Betons	77
8.4.5 pH-Wert des Porenwassers	77
8.4.6 Sauerstoffgehalt des Betons	77
8.4.7 Makroelemente	77
8.5 Nebeneinflüsse	79
8.5.1 Betonqualität	79
8.5.2 Überdeckung der Bewehrung	80
8.5.3 Anordnung der Bewehrung	80
8.5.4 Temperatur	80
8.5.5 Risse und Fugen	82
8.5.6 Nicht vollständig mit Beton umhüllter unlegierter oder verzinkter Stahl	83
8.5.7 Alter des Betons	83
8.5.8 Kunstharz- oder kunststoffmodifizierte Mörtel	84
8.6 Störeinflüsse	85
8.6.1 Diffusionspotential	85
8.6.2 Regen	87
8.6.3 Hochohmige Oberflächenschichten	87
8.6.4 Beläge, Abdichtungen und Beschichtungen	89
8.6.5 Streuströme	89
8.6.6 Erdungsanlagen, Sendeanlagen, Funkgeräte	90
8.7 Reproduzierbarkeit	91
9 Anwendung der Potentialmessung	92
9.1 Voraussetzungen für die Anwendung	92
9.2 Arten der Potentialmessung	92
9.3 Einsatzmöglichkeiten im Hoch- und Tiefbau	94
9.4 Anwendungshinweise	95
9.4.1 Übersicht	95
9.4.2 Punktmessung an der Untersicht von Brückenplatten	97
9.4.3 Punktmessung auf der Oberseite von Brückenplatten	99
9.4.4 Potentialfeldmessung	99
9.4.5 Spannglieder	100
9.4.6 Wände	100
9.4.7 Untersichten	101
9.4.8 Stützen	101
9.5 Praktische Durchführung	101
10 Auswertung und Interpretation der Resultate der Potentialmessung	102
10.1 Vorbemerkung	102
10.2 Darstellung der Resultate	102
10.3 Auswertung der Resultate	105
10.3.1 Statistische Analyse	105
10.3.2 Zusammenhang zwischen Potential und Chloridgehalt	109
10.3.3 Zusammenhang zwischen Potential und pH-Wert des Porenwassers	110
10.3.4 Zusammenhang zwischen Potential und Zustand der Bewehrung	110
10.4 Interpretation und Beurteilung der Resultate	110

11 Beispiele für die Anwendung der Potentialmessung	113
11.1 Einleitung	113
11.2 Punktmessung an der Untersicht der Zwillingsbrücken Cascella und Nanin	114
11.2.1 Beschreibung der Brücken	114
11.2.2 Durchführung der Messung	115
11.2.3 Resultate	115
11.2.4 Auswertung	120
11.2.5 Interpretation	121
11.2.6 Beurteilung	124
11.3 Punktmessung bei der Galerie Rofla	127
11.3.1 Durchführung der Messung	127
11.3.2 Resultate	127
11.3.3 Auswertung	131
11.3.4 Interpretation	133
11.3.5 Beurteilung	134
11.4 Punktmessung zur Erfolgskontrolle	135
11.4.1 Einleitung	135
11.4.2 Hinterrheinbrücke Crestawald	135
11.4.3 Rheinbrücke Tamins	136
11.4.3.1 Ausgangslage	136
11.4.3.2 Messungen	137
11.4.3.3 Visuelle Beobachtungen	137
11.4.3.4 Resultate und Auswertung	137
11.4.3.5 Korrelation zwischen Chloridgehalt und Potential	141
11.4.3.6 Zusammenfassung und Empfehlungen	141
11.4.3.7 Allgemeine Folgerungen für die Instandsetzung von Brückenplatten	142
11.5 Punktmessung an der Stahlbetonfassade eines Getreidesilos	144
11.5.1 Durchführung der Messung	144
11.5.2 Resultate	144
11.5.3 Auswertung	145
11.5.4 Interpretation	148
11.5.5 Beurteilung	149
11.6 Vergleich zwischen Potentialpunkt- und Potentialfeldmessung bei einer Brückenplatte	151
11.6.1 Ausgangslage	151
11.6.2 Auswertung und Vergleich der Resultate	151
11.6.3 Beurteilung und Folgerungen	153
Liste der Abkürzungen und Symbole	155
Literaturverzeichnis	157

Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit gibt im **ersten Teil (Kap. 2 bis 7)** einen Überblick über die Grundlagen der Korrosion von Stahl im Beton. Insbesondere sind behandelt:

- elektrochemische Grundlagen der Korrosion von Stahl im Beton
- elektrolytische Eigenschaften des Betons und Transportvorgänge im Beton
- Chloride im Beton, kritische Chloridkonzentration und kritisches Chlorid-/Hydroxidionenverhältnis
- Karbonatisierung des Betons
- Einflüsse auf die Korrosionsgeschwindigkeit von Stahl im Beton.

Im **zweiten Teil (Kap. 8 bis 10)** der Arbeit werden die Grundlagen der Potentialmessung behandelt. Dabei sind die folgenden Aspekte eingehend erläutert:

- Haupt-, Neben- und Störeinflüsse auf das Potential der Bewehrung
- Arten der Potentialmessung
- Anwendung im Hoch- und Tiefbau
- Auswertung und Interpretation der Resultate.

Im **dritten Teil (Kap. 11)** der Arbeit sind verschiedene Beispiele der Anwendung, Auswertung und Interpretation der Potentialmessung vorgestellt:

- Brückenplatten mit chloridinduzierter Korrosion
- Galerie (Rückwand und Stützen) mit chloridinduzierter Korrosion
- Erfolgskontrolle der Instandsetzung von Brückenplatten
- Fassade eines Hochbaus mit Rissen und karbonatisiertem Beton
- Vergleich Punktmessung/Potentialfeldmessung bei einer Brückenplatte.

Résumé

Le présent travail de recherche donne, dans la **première partie (chap. 2 à 7)**, une vue d'ensemble des bases de la corrosion de l'acier dans le béton. Il traite en particulier:

- des bases électrochimiques de la corrosion de l'acier dans le béton
- des propriétés électrolytiques du béton et des phénomènes de transport dans le béton
- des chlorures dans le béton, de leur concentration critique et de la valeur critique du rapport entre les ions de chlorure et les ions d'hydroxide
- de la carbonatation du béton
- des facteurs influant sur la vitesse de corrosion de l'acier dans le béton.

La **deuxième partie (chap. 8 à 10)** est consacrée aux bases de la mesure de potentiel. Les aspects suivants sont traités dans le détail:

- effets parasites principaux et secondaires agissant sur le potentiel de l'armature
- genres de mesures de potentiel
- application dans le bâtiment et le génie civil
- interprétation des résultats.

La **troisième partie (chap. 11)** contient des exemples d'application et d'interprétation de la mesure de potentiel, à savoir:

- dalles de ponts avec corrosion due aux chlorures
- murs et colonnes de galeries dont l'armature est corrodée suite à la présence de chlorures
- vérification du succès de la réfection de dalles de ponts
- bâtiment dont la façade en béton est fissurée et carbonatée
- comparaison, pour une dalle de pont, entre la mesure de potentiel ponctuel et la mesure du champ de potentiel.

1 Einleitung

Die Potentialmessung zur Erfassung des Korrosionszustandes der Bewehrung von Stahlbetonbauwerken wird in Nordamerika seit etwa 1970 in vermehrtem Masse angewendet. Die gesammelten Erfahrungen mündeten 1977 in einem ASTM-Standard [1]. Die in diesem Standard gemachten Angaben zum Zusammenhang zwischen Korrosionspotential und Korrosionswahrscheinlichkeit sind aber nicht allgemein gültig und wurden verschiedentlich kritisch erörtert (z.B. in [2-5]). Ausserhalb der USA gibt es nur in sehr wenigen Ländern (z.B. Italien, Schweiz) verbindliche Richtlinien zur Anwendung dieser Methode.

In Europa erfolgten die ersten Messungen Ende der 70er Jahre. Die ersten Publikationen über diese neue Methode zur Bauwerksuntersuchung, welche sich an ein breiteres Publikum richteten, erschienen zu Beginn der 80er Jahre [6-8].

In der Schweiz wird die Potentialmessung seit etwa 1985 eingesetzt. Seit den ersten Anwendungen hat sich der Erfahrungsschatz stetig erweitert, sodass der Zeitpunkt für eine breitere Anwendung dieser Methode gekommen ist. Die vorliegende Arbeit soll diesen Prozess unterstützen und beschleunigen. Es soll gezeigt werden, wie und unter welchen Voraussetzungen die Potentialmessung im Rahmen von Zustandsaufnahmen effizient eingesetzt und deren Resultate korrekt ausgewertet und interpretiert werden können.

Zur Erhaltung von Stahlbetonbauwerken sind in den letzten Jahren verschiedene Normen und Empfehlungen ausgearbeitet worden (z.B. Empfehlung SIA 169, Merkblatt SIA 2002 oder die Publikation des VSS: Gesamtbeurteilung von Kunstbauten, SN-Norm Nr. 640 930). Dabei wird unter "Erhaltung" die Gesamtheit aller Massnahmen verstanden, die im Rahmen der Überwachung, des Unterhaltes und der Erneuerung durchgeführt werden.

Die Potentialmessung als Mittel der Zustandserfassung von Bauwerken hat im Vergleich zu anderen Untersuchungsverfahren insbesondere den Vorteil, dass sie bei geeignetem Messraster eine flächendeckende Aussage erlaubt und praktisch zerstörungsfrei ist. Zudem kann sie manchmal auch eine Aussage über jene (Rück)seite eines Bauteils erlauben, welche für die üblichen Untersuchungsverfahren nicht zugänglich ist, z.B. wegen nicht gewünschter oder nicht möglicher Verkehrsbehinderung (z.B. Bahnbrücken mit Gleisstroge) oder aus anderen Gründen nicht untersucht werden kann (z.B. wegen der Abdichtung bei Brückenplatten, wegen Beschichtungen auf der Betonoberfläche oder wegen Keramikbelägen bei Schwimmbassins). Die Potentialmessung ergänzt die übrigen Verfahren und Methoden der Bauwerksinspektion und erlaubt, im Gegensatz zu diesen eher eine ganzflächige Untersuchung eines Bauwerkes oder Bauteils. Dabei wird in erster Linie der Korrosionszustand der Bewehrung erfasst.

Eine flächendeckende Aussage ist insbesondere dann wichtig, wenn aufgrund der Resultate der Bauwerksinspektion Erhaltungsmassnahmen notwendig werden und der repräsentative Charakter der vorhandenen Informationen hinterfragt werden muss. Im Zusammenhang mit der Projektierung von Erneuerungsarbeiten stellt sich dann häufig die Frage nach dem notwendigen Umfang des Betonabbruches (Fläche, Tiefe). Dabei ist eine klare Entscheidungsgrundlage nicht nur für den Eigentümer und projektierenden Ingenieur, sondern auch für den Unternehmer von grossem Nutzen. Zu häufig müssen mangels ausreichender Grundlagen auch heute noch wesentliche Entscheidungen auf der Baustelle getroffen werden, sodass immer wieder Kostenrahmen, Termine und angestrebte Qualität der Massnahmen nicht eingehalten werden können. Nur eine gut geplante bzw. überhaupt planbare und ein zielgerichtetes und gut abgestimmtes Vorgehen bei der Durchführung der Instandsetzung gibt Gewähr dafür, dass das gesetzte Ziel auch erreicht werden kann. Aus der Erfahrung der letzten Jahre darf ohne weiteres abgeleitet werden, dass die Potentialmessung hierzu einen wesentlichen Beitrag leisten kann und sie in Zukunft eine breitere Anwendung finden wird als bisher. Dabei sollte sie möglichst früh und direkt anschliessend an die visuelle Inspektion durchgeführt werden. Auf der Basis der Resultate der Potentialmessung können die Entnahme von Bohrkernen und das Öffnen von Sondierschlitzten erfolgen. Dies erfordert sicherlich ein gewisses Umdenken beim Vorgehen zur Zustandserfassung von Bauwerken.

Die Durchführung, Auswertung und Interpretation der Potentialmessung erfordert fundierte Kenntnisse des Baustoffs "Beton" und der elektrochemischen Grundlagen der Korrosion von Metallen, insbesondere der Korrosion von Stahl im Beton. Im ersten Teil (**Kapitel 2 bis 7**) wird versucht, die erforderlichen Grundlagen in konzentrierter Form darzustellen. Im zweiten Teil (**Kapitel 8 bis 10**) werden die spezifischen Grundlagen der Potentialmessung geschaffen und die verschiedenen Einflussgrössen erläutert. Im dritten und letzten Teil (**Kapitel 11**) wird die Potentialmessung anhand von praktischen Beispielen erörtert.

Die vorliegende Arbeit steht in einem engen Zusammenhang mit dem Merkblatt SIA 2006 "Durchführung und Interpretation der Potentialmessung an Stahlbetonbauten" [9]. Während in dieser Arbeit die mehr grundlegenden Aspekte der Korrosion von Stahl im Beton und der Potentialmessung behandelt werden, sind im Merkblatt SIA 2006 die mehr praktischen Aspekte dieses Verfahrens erörtert. Jene, welche sich nicht

intensiv mit diesem Verfahren auseinandersetzen wollen, können sich durch das genannte Merkblatt über die Möglichkeiten und Grenzen der Potentialmessung informieren.

Bei der Niederschrift dieser Arbeit wurden verschiedene grundlegende **Wissenslücken, Ungereimtheiten und Widersprüche** festgestellt. Viele Aspekte konnten daher nur mangelhaft abgehandelt werden. Einige Aussagen sind nicht wissenschaftlich abgesichert, sondern entsprechen den Erfahrungen und der Überzeugung des Autors. Die Leser sind eingeladen, sich kritisch mit der vorliegenden Arbeit auseinanderzusetzen. Jene die bessere Kenntnisse haben oder neue Erkenntnisse erarbeiten konnten, sind herzlich eingeladen, diese dem Verfasser mitzuteilen, damit diese in einer allfälligen Neuauflage dieser Arbeit berücksichtigt werden können.

2 Korrosion von Stahl in Beton

2.1 Allgemeines

Schon im Jahre 1913 wurde im Zusammenhang mit Streustromproblemen bei Stahlbetonbauten auf die korrosionsauslösende und -fördernde Wirkung von Salzen und auf die Sprengwirkung von Rost aufmerksam gemacht [10,11]. Der Schweizer Bruno Zschokke beschrieb ein paar Jahre später die durch die Karbonatisierung des Betons ausgelöste Korrosion und hielt ganz korrekt fest, "dass zur Rostbildung die gleichzeitige Gegenwart von mindestens zwei Faktoren unerlässlich ist, nämlich die von Sauerstoff und Wasser, und zwar von flüssigem Wasser" [12,13].

Unter den Fachleuten begann sich aber erst in den 50er Jahren die Erkenntnis durchzusetzen, dass Bewehrungskorrosion im Beton nicht nur möglich, sondern die Hauptursache der Zerstörung von Stahlbetonbauten ist [11,14]. Das als sicher geglaubte Wissen, dass der Stahl im Beton geschützt und der Stahlbeton damit ein uneingeschränkt dauerhafter Baustoff sei, musste revidiert werden (Bild 1).

Vor 25 und mehr Jahren (z.B. [15]) nahm bei Diskussionen über die Beständigkeit von Stahlbeton die Karbonatisierung des Betons und die daraus resultierende, mögliche Korrosion der Bewehrung einen weitaus grösseren Raum ein als heute. Warum?

- 1) Die Karbonatisierung des Betons als Korrosionsursache wurde schon relativ früh erkannt [15] und Gegenmassnahmen (höhere Überdeckung, bessere Betonqualität) wurden eingeleitet.

Bei den neueren Verkehrsbauwerken wurden daher und auch, um den statischen Erfordernissen gerecht zu werden, i.a. mittlere bis gute Betonqualitäten verwendet. Bei Verkehrsbauten ist daher die Korrosion der Bewehrung wegen karbonatisiertem Beton kaum je ein drängendes Problem geworden.

Zudem verläuft die durch karbonatisierten Beton verursachte Korrosion i.a. recht langsam und führt, lange bevor die Bewehrung massive Querschnittsverluste erlitten hat, zu visuellen Schäden, wie Rostfahnen und Abplatzungen.

- 2) Tausalz als Mittel zur Schwarzräumung der Strassen begann man in der Schweiz erst zu Beginn der 60er Jahre einzusetzen. Ab Mitte der 60er Jahre nahm dann allerdings der Tausalzverbrauch sehr rasch zu mit dem Ziel, die Sicherheit der Verkehrsteilnehmer zu erhöhen. Zudem gab es auch in höheren gelegenen Gebieten immer mehr Strassen, welche man ganzjährig offen halten wollte.

Im Gegensatz zum karbonatisiertem Beton kann die Chloridverseuchung des Betons auch bei an und für sich gut überdeckten Bewehrungsstählen zu drastischen, visuell aber nicht sichtbaren Querschnittsverlusten führen. Zudem ist es erfahrungsgemäss weit schwieriger

- chloridverseuchte Bauteile erfolgreich wieder instandzusetzen und
- Bauteile vor der Chloridverseuchung vollständig zu schützen.

Wenn man bedenkt, dass die Korrosion von Stahl im Beton nicht schon vom ersten Tag an abläuft, sondern zunächst eine gewisse Initiierungsphase von u.U. mehreren Jahren durchlaufen werden muss, so ist klar, dass die Alarmglocke "Chlorid-Korrosion" erst mit einer Verzögerung von etwa 15 Jahren zu läuten begann. In der Schweiz wurden die Fachleute 1984 durch die Diskussionen über den Abbruch der Nationalstrassen-

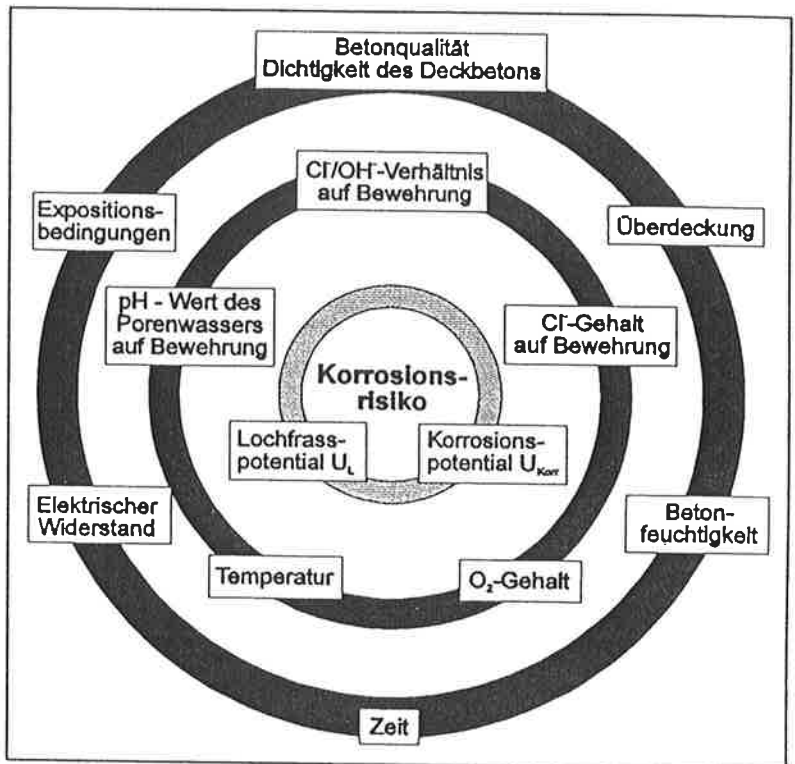


Bild 1

Einflussfaktoren auf das Korrosionsrisiko der Bewehrung im Stahlbeton.

brücke "Elmenrüti" im Kanton Uri aufgerüttelt und für dieses Problem nachhaltig sensibilisiert. Mit diesem Ereignis begann man sich auch in einer breiteren Öffentlichkeit mit der Dauerhaftigkeit von Stahlbeton zu beschäftigen.

2.2 Voraussetzungen für Korrosion

Das Risiko für Korrosion an der Bewehrung im Stahlbeton ist von vielen Faktoren abhängig (Bild 1). Ein Metall kann grundsätzlich nur dann korrodieren, wenn folgende vier Grundbedingungen gleichzeitig erfüllt sind (Bild 2):

- Es kann eine **anodische Reaktion**, d.h. eine Oxidationsreaktion ablaufen.
- Es kann eine **kathodische Reaktion**, d.h. eine Reduktionsreaktion ablaufen.
- Zwischen dem Ort der anodischen Reaktion und jenem der kathodischen Reaktion ist ein **Elektrolyt** vorhanden, welcher einen Ionenfluss ermöglicht.
- Zwischen dem Ort der anodischen Reaktion und jenem der kathodischen Reaktion ist eine metallisch leitende Verbindung vorhanden, welche einen **Elektronenfluss** ermöglicht.

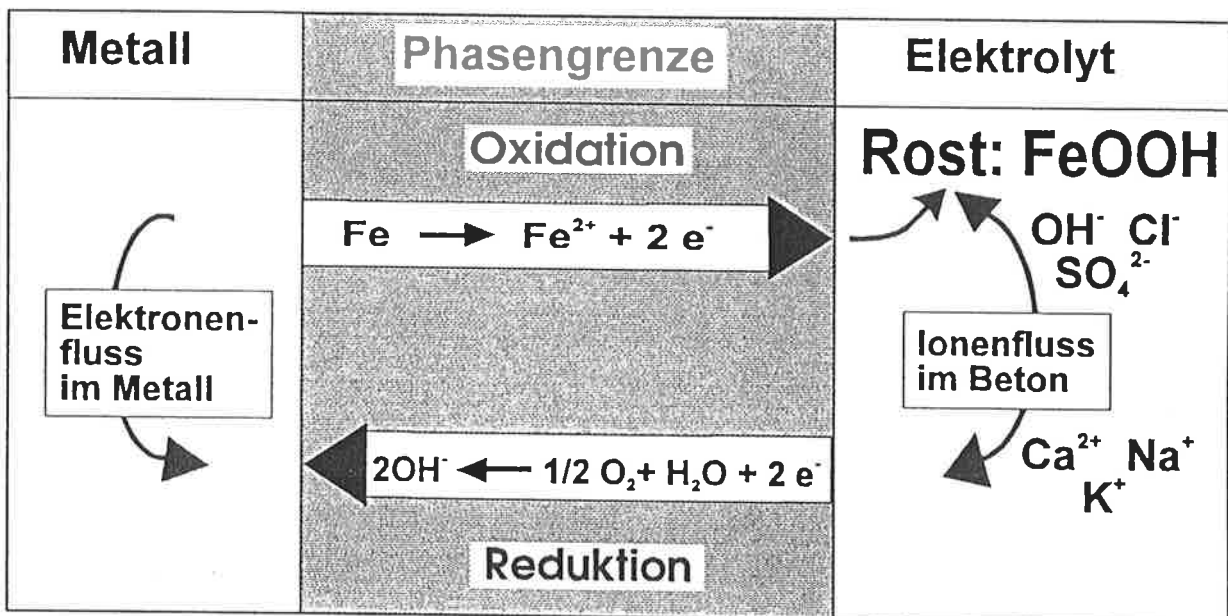


Bild 2 Schematische Darstellung der Korrosion als elektrochemischer Vorgang.

Beim Stahlbeton können wir aus den diesen Grundbedingungen die notwendigen Voraussetzungen ableiten, welche immer **gleichzeitig** erfüllt sein müssen, damit die Bewehrung im Stahlbeton korrodieren kann (Bild 2):

- kritischer, Lochfrass auslösender Chloridgehalt bzw. kritisches Verhältnis Cl^-/OH^- an der Bewehrung überschritten (ermöglicht anodische Reaktion).

und/oder

- kritischer, depassivierend wirkender pH-Wert des Betonporenwassers im Bereich der Bewehrung unterschritten (ermöglicht anodische Reaktion).
- ausreichend hohes Sauerstoffangebot an der Bewehrungsoberfläche (ermöglicht kathodische Reaktion).
- ausreichend hohe elektrolytische Leitfähigkeit des Betons: Betonfeuchtigkeit, Chloride (ermöglicht Ionenfluss).

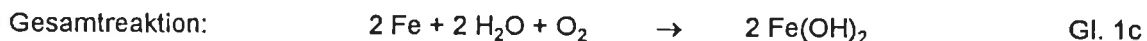
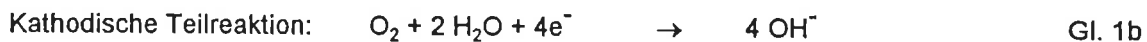
Die Grundvoraussetzung d) ist bei einem monolithischen Stahlbetonbauteil praktisch immer erfüllt. Die genannten Bedingungen müssen erfüllt sein, damit der Korrosionsprozess überhaupt in Gang kommt. Über die Korrosionsgeschwindigkeit lässt sich damit aber nichts aussagen.

In den folgenden Kapiteln sollen die elektrochemischen Grundlagen und die Grundvoraussetzungen bei der Korrosion von Stahl im Beton erläutert werden. Das Hauptgewicht der Ausführungen liegt dabei bei der chloridinduzierten Korrosion. Diese Grundkenntnisse sind erforderlich, um die Resultate der Potentialmessung verstehen und interpretieren zu können.

3 Elektrochemische Grundlagen

3.1 Einführung

Die Korrosion eines Metalls ist stets ein elektrochemischer Prozess, welcher aus zwei Teilprozessen besteht, nämlich der anodischen Oxidations- und der kathodischen Reduktionsreaktion (**Bild 2**). Für Stahl und Eisen in einem sauerstoffhaltigen Elektrolyten (z.B. Wasser oder Beton) können die ablaufenden Reaktionen wie folgt geschrieben werden:



Das Korrosionsprodukt Eisenhydroxid Fe(OH)_2 reagiert danach weiter zu FeOOH , dem uns allen bekannten Rost. Wegen der Elektroneutralität müssen die anodische und die kathodische Teilreaktion immer gleichzeitig und mit gleicher Geschwindigkeit auf der Metalloberfläche ablaufen.

Zur Charakterisierung des Korrosionsverhalten eines Metalls in einem Elektrolyten wird die Abhängigkeit der anodischen Stromdichte i_A und der kathodischen Stromdichte i_K vom Potential U bestimmt (**Bild 3**). Daraus ergibt sich die Stromdichte-Potential-Kurve (i - U -Kurve). Die Summe von i_A und i_K ergibt die Summenstromdichte-Potential-Kurve (i_S - U -Kurve). Der Nulldurchgang der i_S - U -Kurve stellt einen für die Praxis sehr wichtigen Punkt, nämlich das Korrosionspotential U_{Korr} dar. U_{Korr} ist definitionsgemäss jenes Potential, bei dem die anodische Stromdichte i_A betragsmässig gleich gross ist wie die kathodische Stromdichte i_K .

$$\text{Korrosionspotential: } i_A = |i_K|$$

3.2 Anodische Teilreaktion

Die anodische Teilreaktion stellt die Auflösung des Metalles dar. Der durch die Metalloberfläche fließende Strom in **Bild 2** ist dabei ein Mass für die Korrosionsgeschwindigkeit des Metalls und wird entweder als Massenverlust pro Flächen- und Zeiteinheit, als Dickenminderung pro Zeiteinheit oder als Stromdichte pro Flächeneinheit angegeben. Diese Einheiten lassen sich ineinander umrechnen. Für Eisen und Stahl gilt:

$$\begin{array}{l} \text{Eisen/Stahl: } 1 \text{ mA/cm}^2 \quad \cong 11.6 \text{ mm/Jahr} \quad \cong 250 \text{ g/m}^2 \text{ Tag} \\ \quad \quad \quad 1 \text{ } \mu\text{A/cm}^2 \quad \cong 12 \text{ } \mu\text{m/Jahr} \quad \cong 0.25 \text{ g/m}^2 \text{ Tag} \end{array}$$

Die Auflösung von Eisen kann aus thermodynamischen Gründen erst bei Potentialen über dem Gleichgewichtspotential der Eisenauflösung E_{Fe} eintreten. Bei pH-Werten unter 9.7 ist E_{Fe} konstant und beträgt $-0.94 \text{ V}_{\text{CSE}}$. Bei pH-Werten über 9.7 wird E_{Fe} mit zunehmendem pH negativer und liegt in einer gesättigten Ca(OH)_2 -Lösung bei etwa $-1.1 \text{ V}_{\text{CSE}}$.

Verschiebt man nun das Potential ausgehend vom Korrosionspotential in die negative Richtung (Bild 3a), so nimmt die anodische Stromdichte ab (Bereich des kathodischen Schutzes). Demgegenüber nimmt die Stromdichte mit positiverem Potential rasch zu. In der Regel besteht zwischen i und U ein exponentieller Zusammenhang. Diese Art der i - U -Kurve ist typisch für aktiv korrodierende Metalle, wie z.B Eisen in neutralem Wasser.

Bekanntlich ist die Bewehrung im Beton wegen des hohen pH-Wertes von >12.5 durch einen nur wenige nm dicken Oxid- oder Passivfilm vor Korrosion geschützt. Dass ein Metall einen solchen Passivfilm aufbauen kann, ist an der für passivierbare Metalle typischen Form der i - U -Kurve erkennbar (Bild 3b): Ab der kritischen Stromdichte i_{krit} bzw. ab dem Passivierungspotential U_{Pass} steigt die anodische Stromdichte nicht mehr weiter an, sondern fällt um mehrere Zehnerpotenzen ab. Sowohl i_{krit} wie auch U_{Pass} sind pH-abhängige Größen. So nimmt i_{krit} von Eisen in wässrigen Lösungen durch die Erhöhung des pH-Wertes von 8 auf 12 von etwa $10 \mu A/cm^2$ auf Werte $<0.1 \mu A/cm^2$ ab. Diese Abnahme führt dazu, dass bei höheren pH-Werten die Bedingungen für die Ausbildung der Passivschicht im Beton praktisch immer erfüllt werden:

Bedingungen für Passivfilmbildung:

$$i_{kath} > i_{krit}$$

$$U_{Korr} > U_{Pass}$$

Die Passivfilmbildung ist damit nicht nur von der Art des Metalls, sondern auch von elektrolytseitigen Parametern wie Sauerstoffkonzentration und pH-Wert abhängig. Das Passivierungspotential von Stahl im alkalischen, chloridfreien Beton liegt etwa bei -800 bis -850 mV_{CSE} [16]. Die Zeit, welche für die Passivschichtbildung des Stahles benötigt wird, ist vom Oberflächenzustand (angerostet, blank, gebürs-

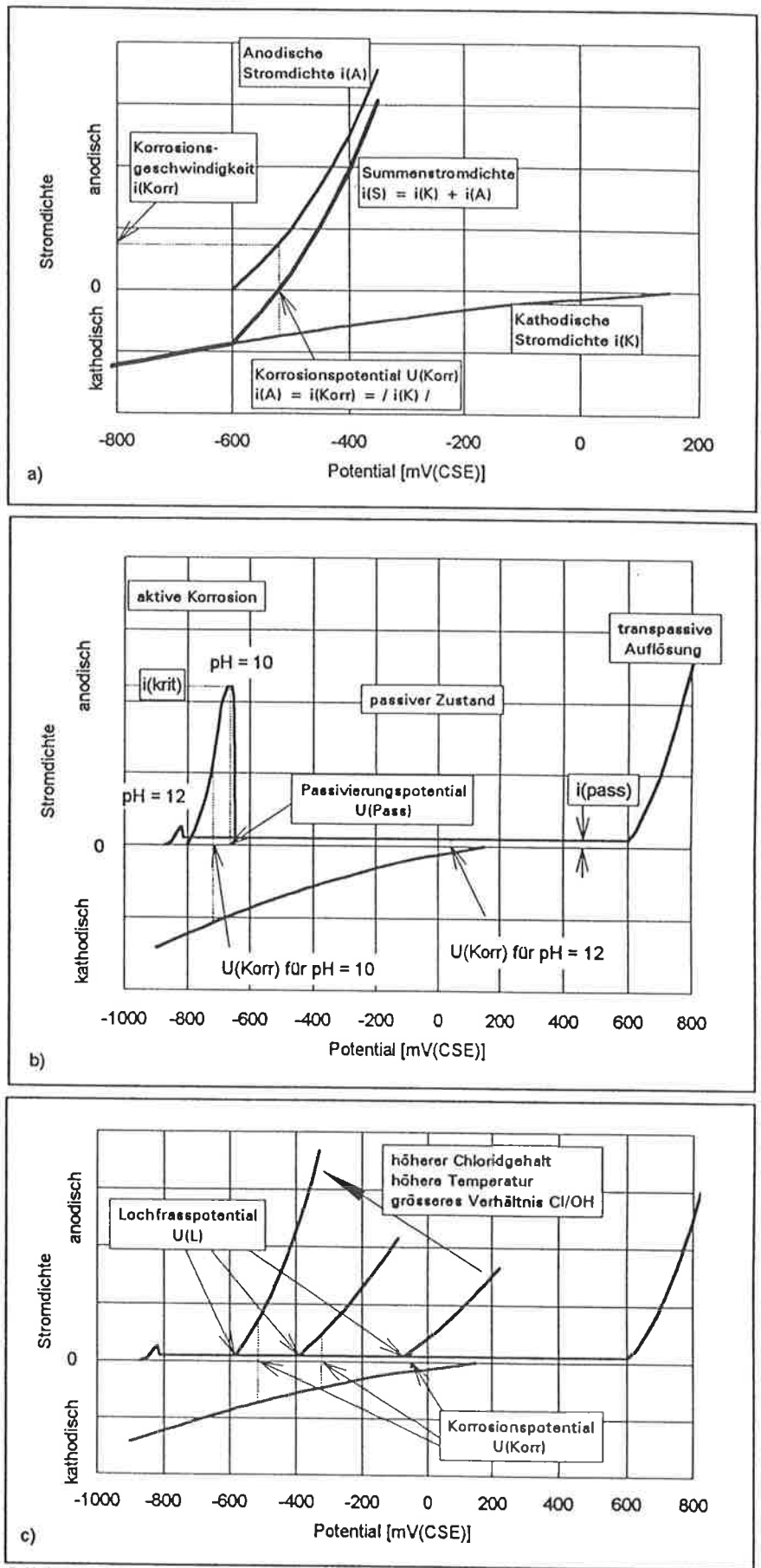


Bild 3 Stromdichte-Potential-Kurven mit den charakteristischen Größen für ein aktiv korrodierendes (a) und ein passivierbares Metall (b) sowie die für Lochfrass typische Kurve (c).

tet, geschliffen usw.) abhängig und beträgt etwa 1 bis 2 Tage. Danach erfolgt eine sich über einen längeren Zeitraum (mehrere Monate) erstreckende Zunahme der Dicke der Passivschicht. Das Korrosionspotential steigt dabei von anfänglich etwa -500 bis -600 auf Werte > -200 mV_{CSE} an. Der Endwert ist umso positiver, je trockener der Beton ist [13,17].

Bei Stahlbeton ist der **pH-Wert des Betonporenwassers** von entscheidender Bedeutung. Er wird nicht nur durch den Ca(OH)_2 -Gehalt (etwa 15 bis 30% des Zementgehaltes [18]) bestimmt, sondern ganz wesentlich durch den Gehalt an alkalisch reagierenden Zementbestandteilen wie Na_2O und K_2O , welche durch die Hydratation zu NaOH und KOH umgesetzt werden (Bild 4a). NaOH und KOH sind leicht löslich und starke Laugen. Der pH-Wert des Porenwassers ist daher meist deutlich höher als der Wert der gesättigten Ca(OH)_2 -Lösung (pH-Wert etwa 12.5) und ist abhängig von der Zusammensetzung des Zementes und von der Art allfälliger Kunststoff- oder mineralischer Zusätze (Bild 4b).

pH-Wert des Betonporenwassers: ≥ 12.5

Der Gehalt an Ca(OH)_2 ist für die **Pufferkapazität oder Alkalireserve** eines Zementes entscheidend, d.h. der pH-Wert sinkt solange nicht unter den Wert von 12.5 ab, als noch festes Ca(OH)_2 im Beton vorhanden ist. Die Zemente können sich bezüglich der Alkalireserve deutlich unterscheiden, was sich direkt auf die Karbonatisierungsgeschwindigkeit auswirken kann.

Ein günstiger Effekt ergibt sich des weiteren auch dadurch, dass sich bei der Aushärtung des Zementes festes Ca(OH)_2 auf der Bewehrungsoberfläche ausscheidet. Dieser etwa 5 bis 15 μm dicke Ca(OH)_2 -Film auf der Stahloberfläche stellt eine zusätzliche Barriere gegen aggressive Stoffe und damit einen zusätzlichen Korrosionsschutz dar [18-20]. Allerdings kann dieser Film wegen der Zuschlagskörner und der Hydratationsprodukte nicht überall gleich gut aufwachsen. Er kann auch durch die mechanisch und thermisch bedingte Relativbewegung zwischen Stahl und Zuschlagskom lokal zerstört werden.

Die oben genannten Bedingungen für die Passivierung müssen aber auch erfüllt sein, um die **Passivität aufrechtzuerhalten**. Nimmt i_{krit} infolge pH-Abnahme mit der Zeit zu, so kann ein Zustand eintreten, bei dem örtlich oder ganzflächig $i_{\text{krit}} > i_{\text{kath}}$ wird. Dieser Vorgang wird **Depassivierung** genannt und tritt z.B. bei Stahlbeton infolge Karbonatisierung des Betons ein (Bild 3b). In der Regel führt dies zu einem flächigen bis muldenförmigen Korrosionsangriff.

Die Korrosionsgeschwindigkeit eines Metalles im Passivbereich i_{pass} kann i.a. vernachlässigt werden. Sie liegt meist unter $0.1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ ($< 1 \mu\text{m}/\text{Jahr}$). Erhöht man das Potential über den passiven Bereich hinaus, so kommt man in den Bereich der transpassiven Auflösung, welcher hier nicht weiter interessiert (Bild 3b).

Der **Passivfilm** kann durch gewisse Ionen, wie z.B. Chloride, lokal zerstört werden. Die Lochkeimbildung ist ein komplexer, noch nicht restlos aufgeklärter Vorgang. An die Lochkeimbildung schliesst sich die Lochwachstumsphase an. In diesen Löchern entsteht ein saurer Elektrolyt mit einer gegenüber der Aussenlösung stark erhöhten Chloridkonzentration. Dadurch stabilisiert sich - im ungünstigen Sinne - eine einmal gebildete Lochfrassstelle von selbst. Nur durch eine drastische Änderung der Angriffsbedingungen,

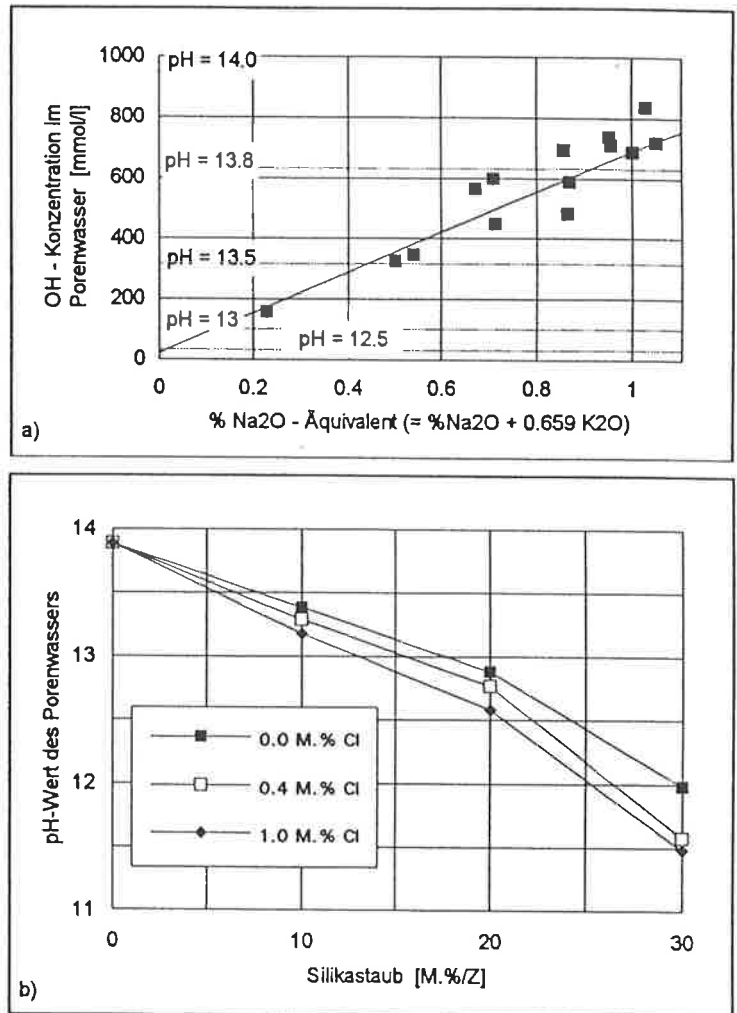


Bild 4

a) OH-Konzentration des Porenwassers von Zementstein in Abhängigkeit des Na_2O -Äquivalentes [19].

b) Abhängigkeit des pH-Wertes des Porenwassers von Zementstein vom Silikastaub- und Chloridgehalt [19].

z.B. durch künstliches Absenken des Potentials oder der Betonfeuchtigkeit, kann das Lochwachstum gestoppt werden. Diese Art von Korrosion kann bei Stahlbeton auftreten, wenn z.B. Chloride in den Beton eindringen und die Bewehrungsstähle erreichen. Sehr typisch ist bei der Lochfrasskorrosion, dass die Bereiche neben den Löchern nicht angegriffen werden und im passiven Zustand verbleiben.

Auch das Lochfrassverhalten eines Metalls kann mittels i-U-Kurven charakterisiert werden (Bild 3c). Dabei wird typischerweise oberhalb des kritischen Potentials für Lochfrass U_L ein steiler Anstieg der Stromdichte beobachtet. U_L und der Verlauf des Stromdichteanstieges sind sowohl vom Metall wie auch von elektrolytseitigen Parametern, z.B. vom Gehalt an aggressiven, lochfrassauslösenden Ionen, vom pH-Wert, vom Sauerstoffgehalt und von der Temperatur, abhängig [16,18,21-23]. Damit Lochfrass auftreten kann, muss die folgende Bedingung erfüllt sein:

Bedingung für Lochfrass: $U_{Korr} \geq U_L$

Der pH-Wert hat einen besonderen Stellenwert, da die OH^- -Ionen die Lochkorrosion inhibieren können. Bei gleicher Cl^- -Konzentration nimmt daher U_L mit abnehmendem pH-Wert, d.h. mit abnehmender OH^- -Konzentration ab.

Die Bilder 5a,b zeigen den Verlauf von U_L von Stahl in wässrigen $Ca(OH)_2$ -Lösungen als Funktion des Chloridgehaltes und des Mol-Verhältnisses Cl^-/OH^- [18]. Bei einem Cl^-/OH^- -Verhältnis < 1 tritt Lochfrasskorrosion erst bei Potentialen $> +500$ mV_{CSE} auf. Bei Verhältnissen > 1 sinkt U_L rasch ab.

Unter natürlichen Bedingungen liegt das Korrosionspotential der passiven Bewehrung zwischen -150 bis +150 mV_{CSE}. In diesem Potentialbereich ist gemäss Bild 5b mit Lochkorrosion zu rechnen, wenn das Cl^-/OH^- -Verhältnis > 2 ist. Bei einem pH-Wert von 12.5 entspricht dieses Verhältnis einer kritischen, lochfrassauslösenden Cl^- -Konzentration von ≥ 0.06 mol/l.

Eine Erhöhung der Temperatur verschärft generell die Angriffsbedingungen, d.h. die Lochfrasspotentiale werden negativer und die Korrosionsgeschwindigkeiten grösser [22,24].

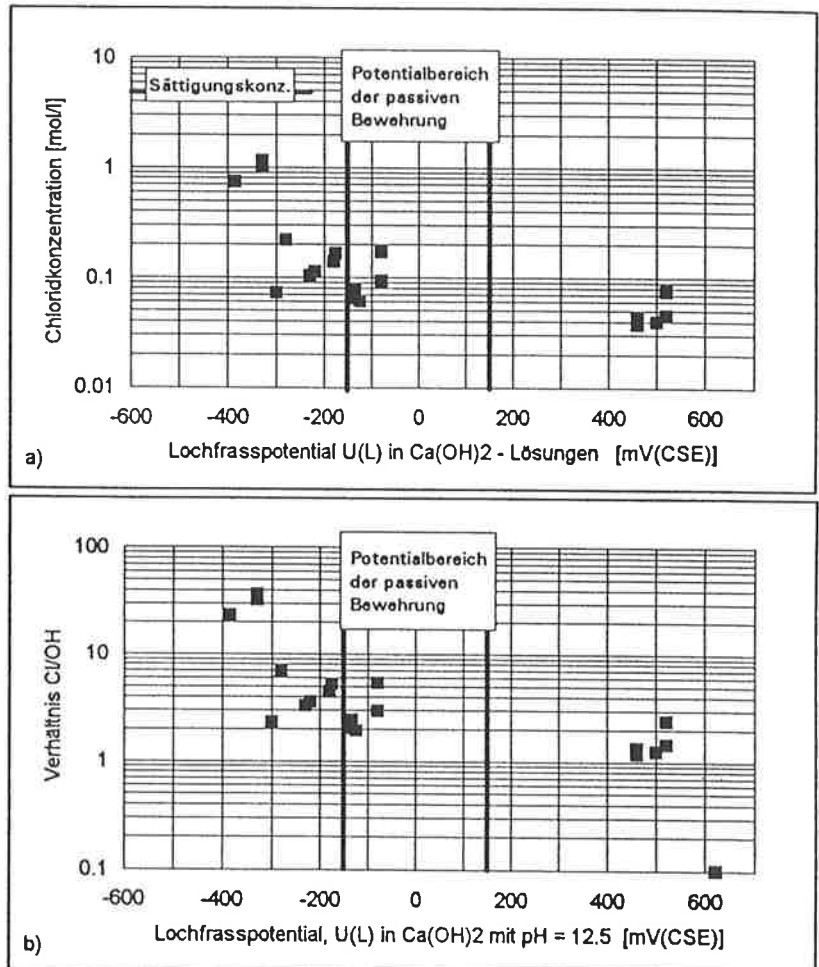


Bild 5

Einfluss der Chloridkonzentration (a) und des Molverhältnisses Cl^-/OH^- (b) auf das Lochfrasspotential U_L ; Daten von [18].

3.3 Kathodische Teilreaktion

Das Gleichgewichtspotential der Sauerstoffelektrode $E(O_2)$ ist gemäss Gleichung 2 abhängig vom Sauerstoff- (Veränderung: 15 mV/Dekade) und Wassergehalt (Veränderung: 30 mV/Dekade) sowie vom pH-Wert (Definition: $pH = -\log c(H^+)$; Veränderung: 60 mV/pH-Einheit).

$$E_{O_2} = E_{O_2}^0 + 2.3 \frac{RT}{4F} (\log p_{O_2}) + 2.3 \frac{RT}{2F} \log c_{H_2O} - 2.3 \frac{RT}{F} (\log \frac{10^{-14}}{c_{H^+}}) \quad \text{Gl. 2}$$

In Bild 6 ist dieser Zusammenhang graphisch für den pH-Bereich von 8 bis 14 dargestellt (Annahme: $c(H_2O) = 1$). Daraus geht hervor, dass $E(O_2)$ mit zunehmendem Sauerstoffgehalt und mit abnehmendem pH-Wert positiver wird. Als Vergleich ist in Bild 6 das Korrosionspotential eines nichtrostenden Stahles eingetragen. Die Gerade wurde aus Ergebnissen bei tieferen pH-Werten extrapoliert [25] und die Lage der Gerade bzgl. der Potentialachse dürfte daher nicht sehr genau sein. Hingegen ist die Neigung der Gerade exakt die gleiche wie für das Gleichgewichtspotential der Sauerstoffelektrode.

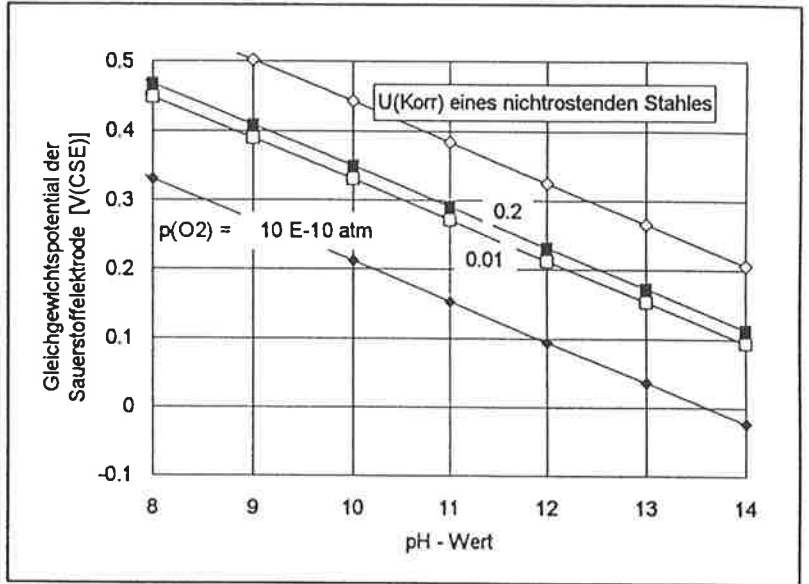


Bild 6 Abhängigkeit des Gleichgewichtspotentials der Sauerstoffelektrode $E(O_2)$ gemäss Gl. 2 und des Korrosionspotential eines nichtrostenden Stahles (extrapoliert) vom pH-Wert.

Die i - U -Kurve der kathodischen Teilreaktion von Metallen ohne Oxidfilm in wässrigen Lösungen (z.B. Stahl im Frischbeton) ist durch eine vom Potential unabhängige Diffusionsgrenzstromdichte $i(O_2)_D$ gekennzeichnet. Die Grenzstromdichte ist gemäss Gleichung 3 proportional zum Sauerstoffgehalt $c(O_2)$ und zum Sauerstoff-Diffusionskoeffizient $D(O_2)$ sowie zum reziproken Wert der Diffusionsgrenzschichtdicke δ (im Beton entspricht δ der Betonüberdeckung der Bewehrung).

$$i(O_2)_D = -4FD(O_2) \frac{c(O_2)}{\delta} \quad \text{Gl. 3}$$

F = Faradaykonstante

In wässrigen Lösungen beträgt $i(O_2)_D$ etwa 10 bis 150 $\mu A/cm^2$. Beim Korrosionspotential entspricht dieser Wert, wie schon erwähnt, der Korrosionsgeschwindigkeit.

Bei Metallen mit einem Passivfilm auf der Oberfläche (Stahl im hydratisierten Beton) ist die kathodische Reaktion sehr stark gehemmt. Aus Bild 7 ist ersichtlich, dass unter diesen Verhältnissen die Grenzstromdichte erst bei sehr negativen Potentialen bzw. erst bei sehr starker kathodischer Polarisierung erreicht wird. Die starke Hemmung der kathodischen Teilreaktion geht aber verloren, sobald der Stahl zu korrodieren beginnt, d.h. der hemmende Oxidfilm auf der Stahloberfläche zerstört ist [23,26]. Bei zyklischer Trocknung und Benetzung kommt

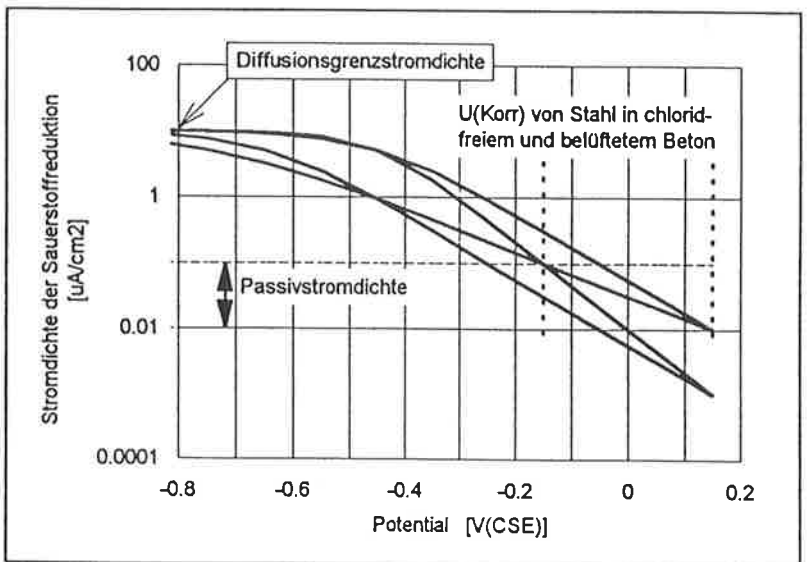


Bild 7 Kathodische Stromdichte-Potential-Kurve bei starker Hemmung der Sauerstoffreduktion (Variation von 2 Parametern). Der Diffusionsgrenzstrom wird erst bei sehr negativen Potentialen erreicht.

neben der Sauerstoffreduktion das Redoxgleichgewicht zwischen den Fe^{2+} - und den Fe^{3+} - Ionen zum Tragen. Dies bewirkt, dass unter trockenen Verhältnissen (positive Potentiale) Fe^{2+} zu Fe^{3+} aufoxidiert wird. In der anschliessenden Nassphase wirken dann die Fe^{3+} - Ionen als Oxidationsmittel und werden wieder zu Fe^{2+} - Ionen reduziert [26].

Während die Sauerstoffkonzentration der Luft meist mehr oder weniger konstant ist, kann die Sauerstoffkonzentration von Beton örtlich und zeitlich beträchtlich schwanken. Der Diffusionskoeffizient und die Sauerstoffkonzentration im Beton hängen hauptsächlich von der Qualität und Dichtigkeit des Betons sowie von der Belüftung, vom Salzgehalt des Betons und von der Temperatur ab [19,27-37].

Der Diffusionskoeffizient von Sauerstoff im Beton $D(\text{O}_2, \text{C})$ ist im wassergesättigten Beton ($<10^{-6} \text{ cm}^2/\text{s}$) tiefer als in wässrigen Lösungen (etwa $10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$) und im trockenen Beton ($<10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$) tiefer als in der Luft (gemäss Handbook of Chemistry and Physics: etwa $0.2 \text{ cm}^2/\text{s}$). Nach [34] liegt der Wert für $D(\text{O}_2, \text{C})$ im wenig feuchtem Beton (W/Z-Wert: 0.5 bis 0.8, unterschiedliche Nachbehandlung) zwischen etwa 3×10^{-3} und $10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$. Man kann annehmen, dass bei gleicher Betonqualität sich die Werte im vollständig trockenen und im vollständig durchnässten Beton ebenfalls um etwa 4 Zehnerpotenzen unterscheiden wie die Werte in der Luft und in wässrigen Lösungen.

Systematische Messungen über den wichtigen Einfluss der Betonfeuchtigkeit auf $D(\text{O}_2, \text{C})$ wurden bisher nicht durchgeführt. In Anlehnung an eine für den spezifischen Widerstand hergeleitete Gleichung von Maxwell [38] kann der Einfluss der Betonfeuchtigkeit grob abgeschätzt werden (Gleichung 4).

$$D(\text{O}_2, \text{C}) = \frac{D_L \left(\frac{D_L}{D_W} - W \frac{D_L}{D_W} + 3 \right)}{2W \left(\frac{D_L}{D_W} - 1 \right) + \frac{D_L}{D_W} + 2} \quad \text{Gl. 4}$$

Dabei bedeuten:

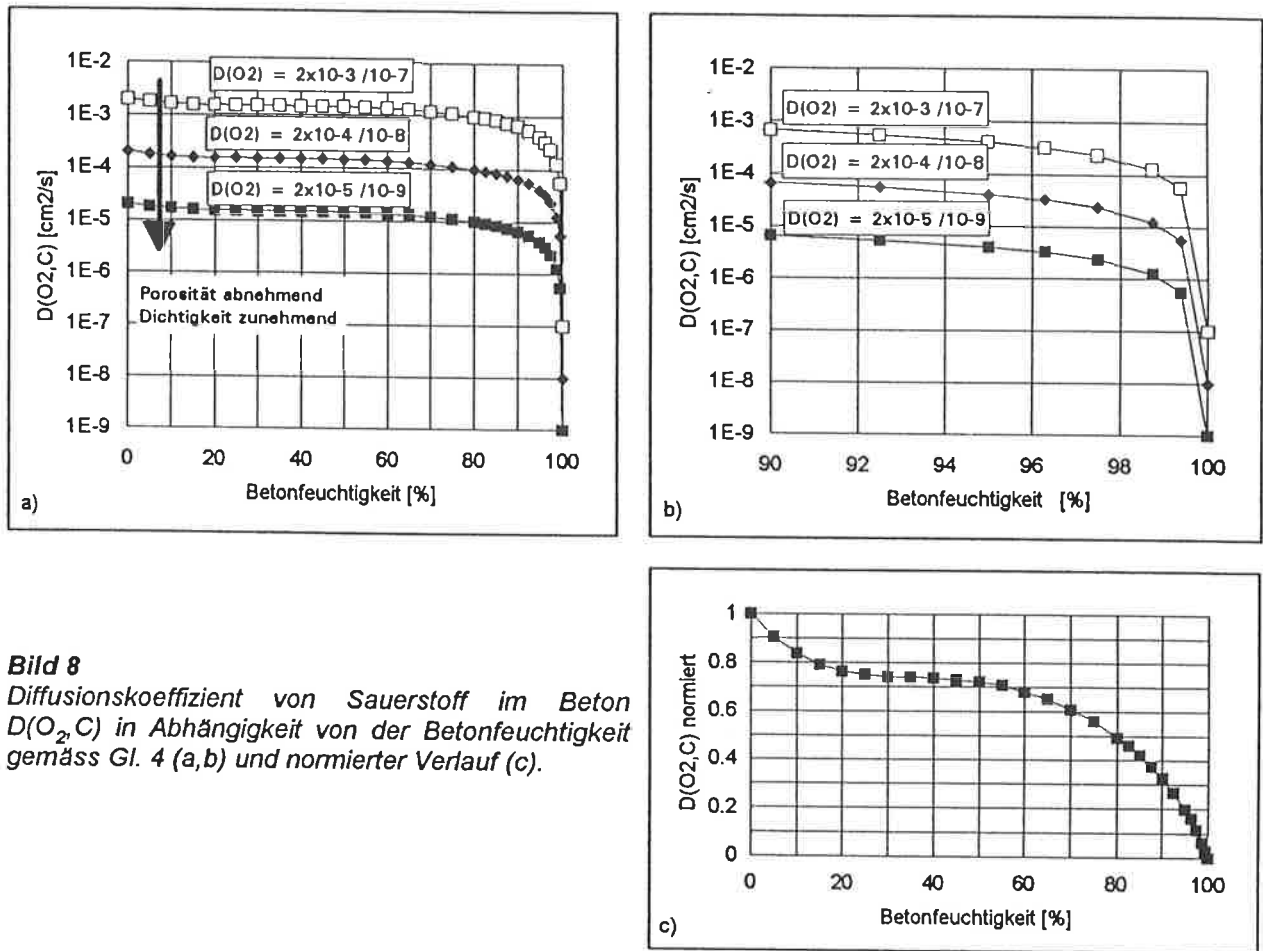
$D(\text{O}_2, \text{C})$	Diffusionskoeffizient von Sauerstoff im Beton, cm^2/s
D_L	Diffusionskoeffizient von Sauerstoff im trockenen Beton, cm^2/s
D_W	Diffusionskoeffizient von Sauerstoff im wassergesättigten Beton, cm^2/s
W	Wassergehalt des Betons, Vol. %.

Bei der Berechnung wurden für D_L Werte zwischen 2×10^{-3} und $2 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$, für D_W Werte zwischen 10^{-7} und $10^{-9} \text{ cm}^2/\text{s}$ eingesetzt, d.h. also um 10^2 bis 10^4 mal niedrigere Werte als jene in der Luft bzw. im Wasser. Für den von der relativen Luftfeuchtigkeit abhängigen Wassergehalt des Betons W wurde die Sorptionsisotherme gemäss Bild 17 (Kap. 4.3) zugrunde gelegt. In den Bildern 8a bis c sind die gemäss Gl. 4 berechneten Verläufe von $D(\text{O}_2, \text{C})$ als Funktion der Betonfeuchtigkeit dargestellt. Klar ersichtlich ist aus diesen Bildern, dass $D(\text{O}_2, \text{C})$

- bei Betonfeuchtigkeiten unter 80% nur wenig kleiner als D_L , aber wesentlich grösser als D_W ist.
- erst bei Betonfeuchtigkeiten über 99% sehr steil und um mehrere Zehnerpotenzen auf den Wert des wassergesättigten Betons D_W abfällt.

Die Kurvenverläufe in Bild 8 stimmen mit der allgemeinen Erfahrung überein, wonach die Gas- und damit auch die Sauerstoffdurchlässigkeit bei Feuchtigkeiten über 65% langsam, bei Feuchtigkeiten über 80% deutlich stärker abnehmen [35]. Des weiteren ist die unter b) gemachte Feststellung mit der Beobachtung im Einklang, wonach auch im visuell nassen, aber eben doch nicht ganz sauerstoffverarmten Beton Korrosionserscheinungen auftreten können. Damit im Beton eine Sauerstoffverarmung auftreten kann, muss das Bauteil vollständig und dauernd im Wasser eingetaucht sein. Hinsichtlich des Sauerstoffgrenzstromes bedeutet der Kurvenverlauf in Bild 8, dass die Diffusionsgrenzstromdichte erst bei Betonfeuchtigkeiten über 99% stark abfällt. In Laborversuchen konnte denn auch bei einer relativen Luftfeuchtigkeit von etwa 95% kein Sauerstoffgrenzstrom beobachtet werden [39].

Der Verlauf der Kurven in den Bildern 8a bis c wird hauptsächlich von der Form der Sorptionsisotherme und damit von der Betonqualität (z.B. von der Betonzusammensetzung und vom W/Z-Wert) bestimmt. Diese Einflüsse auf $D(O_2, C)$ wurden auch im Labor untersucht [31,34-36,40].

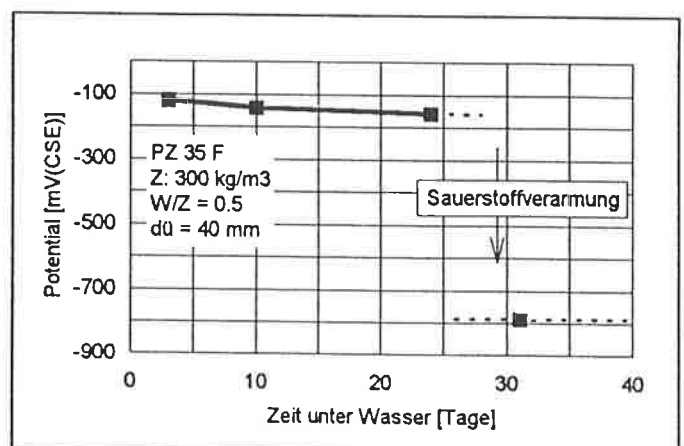


3.4 Korrosionspotential von Stahl im Beton

Das Korrosionspotential der passiven Bewehrung im Beton ist primär abhängig

- vom Gleichgewichtspotential der Sauerstoffelektrode $E(O_2)$
- von der Kinetik, d.h. von der i-U-Kurve der Sauerstoffreduktion
- von der Passivstromdichte.

Unter natürlichen Bedingungen kann das Korrosionspotential der passiven Bewehrung U_{Korr} , welches bei der Potentialmessung die Messgrösse ist, nicht grösser sein als $E(O_2)$. Die Passivstromdichte liegt zwischen etwa 0.01 und $0.1 \mu A/cm^2$. Sie ist leicht vom pH-Wert, aber nicht vom Potential abhängig. Im Beton ist zudem eine schwache Abhängigkeit vom Cl^- -Gehalt (ohne Lochfrass) und von der Betonfeuchtigkeit vorhanden [18,41]. Wegen der Bedingung, dass $i_{Korr} = i_{Kath}$ sein muss, schwankt das Korrosionspotential mit dem Feuchtigkeits-, Chlorid- und mit dem Sauerstoffgehalt des Betons sowie mit dem pH-Wert des Betonporenwassers und der Kinetik der Sauerstoffreduktion. Aus Bild 7 ist ersichtlich, dass dies bei U_{Korr} der passiven Bewehrung ohne weiteres Änderungen von 100 bis 200 mV zulässt.



Im durchnässten und sauerstoffverarmten Beton kann U_{Korr} auf sehr negative Werte absinken (**Bild 9**), u.U. sogar bis auf das Gleichgewichtspotential der Eisenelektrode E_{Fe} von etwa $-1.1 V_{\text{CSE}}$. Zu den positiveren Werten hin ist U_{Korr} der passiven Bewehrung, wie bereits erwähnt, durch das Gleichgewichtspotential der Sauerstoffelektrode begrenzt.

Passiver Stahl im Beton: $E_{\text{Fe}} \leq U_{\text{Korr}} \leq E(\text{O}_2)$

Bei der chloridinduzierten Korrosion von Stahl im nicht wassergesättigten Beton gilt zudem, dass das Korrosionspotential nicht kleiner sein kann als das Lochfrasspotential:

Lochkorrosion am Stahl im Beton: $U_L \leq U_{\text{Korr}} \leq E(\text{O}_2)$.

Könnte die Bewehrung über eine gewisse Zeit korrodieren und sich eine Rostschicht aufbauen, so kann das Korrosionspotential im nachträglich ausgetrockneten Beton oder während der Trockenphase bei Trocken/Nass-Zyklen auch Werte annehmen, die über dem Gleichgewichtspotential der Sauerstoffelektrode $E(\text{O}_2)$ liegen. Unter derartigen Verhältnissen spielt das Gleichgewichtspotential $E_{\text{Fe}^{2+}/\text{Fe}^{3+}}$ der Reaktion



eine Rolle, welches positiver als $E(\text{O}_2)$ sein kann.

3.5 Makroelemente

Bilden sich lokale Angriffsstellen auf einer ansonst passiven, nichtkorrodierenden Oberfläche aus, wie z.B. bei Lochfrass, so entsteht ein kurzgeschlossenes Makrokorrosionselement oder kurz Makroelement. Dabei stellt die Angriffsstelle die lokale Anode, und der sie umgebende, meist sehr viel grössere, nichtkorrodierende Oberflächenbereich die Kathode dar. Die treibende Kraft ΔU eines Makroelementes ist die Differenz zwischen dem Potential der Anode und jenem der Kathode. Eine grobe Abschätzung der Wirkung des Makroelementes auf den Korrosionsstrom in der Angriffsstelle I_{Korr} erlaubt die Flächenregel (**Gleichung 5**).

$$I_{\text{Korr}} = I_{\text{Korr}}^0 \left(1 + \frac{F_K}{F_A}\right) \quad \text{Gl. 5}$$

Gemäss der Flächenregel verdoppelt sich I_{Korr} gegenüber dem Wert ohne Makroelementeinfluss I_{Korr}^0 , wenn die anodische, korrodierende Fläche F_A gleich gross ist wie die kathodische, nichtkorrodierende Fläche F_K . Bei einem Verhältnis von F_K/F_A von 100 nimmt I_{Korr} um den Faktor 101 zu.

Die Zunahme von I_{Korr} mit F_K/F_A liegt vorab bei sehr hohen Werten für F_K/F_A unter der Erwartung gemäss Gl. 5, wie dies aus **Bild 10** ersichtlich ist. Der Grund hierfür ist, dass die elektrochemischen Reaktionswiderstände der anodischen Teilreaktion R_A , der kathodischen Teilreaktion R_K und der Elektrolytwiderstand des Betons R_E den Stromfluss begrenzen. Eine bessere Abschätzung der Makroelementwirkung erlaubt die **Gleichung 6**.

$$I_{\text{Korr}} = \frac{\Delta U}{R_A + R_K + R_E} \quad \text{Gl. 6}$$

In der Praxis ist es aber nicht ganz einfach R_A , R_K und R_E (alle Werte in Ω) korrekt zu bestimmen (s. auch **Kap. 7**). Dazu kommt, dass bei Stahlbeton die Flächen, auf die diese Widerstände zu beziehen wären, nicht bekannt und vor Ort nicht ohne weiteres bestimmt werden können. Um bei einem Bauwerk zumindest eine relative Aussage zu erhalten, kann man in einem ersten Schritt die relative Änderung des elektrischen Betonwiderstandes R_E oder die Variation des spezifischen elektrischen Betonwiderstandes ρ_C ($1/\rho_C = \sigma_C$, die spez. elektrische Leitfähigkeit des Betons) bestimmen. Unter der Voraussetzung, dass sich der mittlere Wert für ΔU bei einem Bauteil nach einer gewissen Nutzungszeit nicht mehr stark ändert, und unter Vernachlässigung der Reaktionswiderstände R_A und R_K kann die obige Gleichung vereinfacht werden.

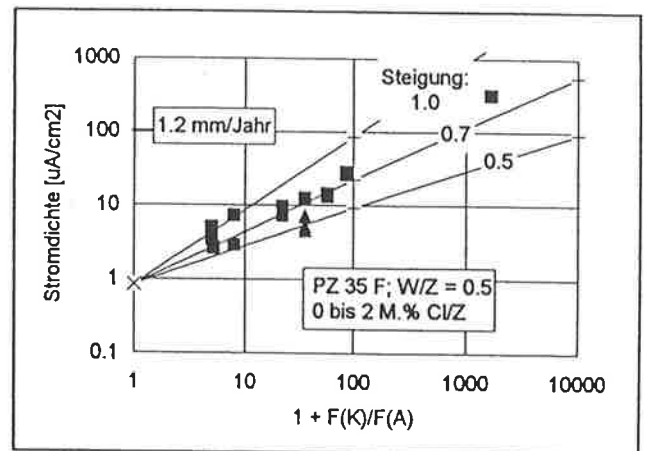


Bild 10

Einfluss des Flächenverhältnisses auf die Korrosionsstromdichte gemäss Gl. 5; Daten aus [42].

$$I_{\text{Korr}} \approx \frac{1}{R_E} \sim \frac{1}{\rho_C} = \sigma_C$$

Gl. 7

Um mittels der Gl. 7 eine relative Aussage über die Korrosionsgeschwindigkeit zu machen, genügen Angaben zur Betonfeuchtigkeit nicht, da der Betonwiderstand nicht nur von der Betonfeuchtigkeit, sondern auch von der Betonqualität abhängt (s. **Kap. 4.5**). Grundsätzlich wird durch die Vernachlässigung von R_A und R_K die Korrosionsgeschwindigkeit tendenziell überschätzt (s. auch **Kap. 7**).

Bei erd- oder wasserberührten Bauteilen kann der Strom auch im anliegenden Erdreich oder Wasser fließen: z.B. Rückwand mit chloridverseuchter Hinterfüllung und unterschiedlicher Belüftung [43,44] oder Hohlstützen im Meer [45]. Dies kann zu ausserordentlich hohen Korrosionsgeschwindigkeiten führen.

Neben den Makroelementen im Stahlbetonbauteil selbst, tritt bei Bauwerken häufig eine andere Art von Makroelement auf, bei dem das ganze Bauteil aus Stahlbeton als Kathode wirkt. Die Anode eines solchen Makroelementes können z.B. erdverlegte Leitungen oder verzinkte Stahlbänder einer Erdungsanlage sein (s. Richtlinie C2 der Korrosionskommission [46]).

Für ein vertieftes Studium der elektrochemischen Grundlagen der Korrosion sei auf [39,41,47,48] verwiesen.

4 Der Beton als Elektrolyt

4.1 "Betonqualität"

Es drängt sich zunächst auf, den Begriff "Betonqualität", wie er hier verwendet wird, kurz zu erläutern. Der Begriff "Betonqualität" wird zweckmässigerweise zunächst in Relation zu den Anforderungen, welche an das Bauteil gestellt werden, und zur Belastung, der das Bauteil gewachsen sein muss, gesetzt [49]. Im Zusammenhang mit der Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauten sind eine bestimmte Betonqualität und eine bestimmte Dicke der Betonüberdeckung der Bewehrung (kurz: Deckbeton oder Deckschicht) dann ausreichend, wenn damit der Korrosionsschutz der Bewehrung über die geplante Nutzungszeit eines Bauwerkes sichergestellt ist. Die Wahl des geeigneten Betons für eine bestimmte Anwendung beruht zu einem sehr wesentlichen Teil auf Erfahrung.

Im Zusammenhang mit der Dauerhaftigkeit gilt die Dichtigkeit oder Permeabilität, d.h. die Durchlässigkeit des Betons für Wasser, Chloride und Gase und zwar insbesondere des Deckbetons der Bewehrung als wohl wichtigstes Mass für die "Betonqualität". In diesem Sinne ergibt sich folgende Entsprechung:

hohe Betonqualität	=	hohe Dichtigkeit bzw. geringe Permeabilität
schlechte Betonqualität	=	niedrige Dichtigkeit bzw. hohe Permeabilität

Die Qualität und Dichtigkeit eines Betons (Bild 11) wird von der Zusammensetzung (z.B. durch die Art des Zementes: Portland-, Schlacken- oder Puzzolanzement), durch Zusätze (z.B. Silikastaub, Flugasche), von der Verarbeitung, vom Hydratationsgrad und von konstruktiven Details beeinflusst [39, 49,50]. Grundsätzlich wirken sich alle Massnahmen, die zu einem kleineren Porenvolumen, vorab zu einem kleineren Kapillarporenvolumen führen, positiv auf die Dichtigkeit, Dauerhaftigkeit und Widerstandsfähigkeit von Beton aus. Dies ist insbesondere für den Deckbeton von ausschlaggebender Bedeutung.

Zur Charakterisierung der Dichtigkeit eines Betons vor Ort eignen sich Permeabilitätsmessungen (s. z.B. [51-54]). Das mit diesen Methoden erfasste Betonvolumen bzw. die erfasste Betontiefe ist vermutlich umgekehrt proportional zur Dichtigkeit: je dichter der Beton, umso geringer ist die erfasste Tiefe. Man muss sich aber im Klaren darüber sein, dass die Dichtigkeit einerseits stets im Zusammenhang mit der Art der Beanspruchung und damit der Gefährdung eines Bauwerkes zu betrachten ist und, dass die Dichtigkeit andererseits nur eine von verschiedenen Eigenschaften des Betons darstellt und damit die Betonqualität nicht umfassend umschrieben werden kann. Mit der Dichtigkeit eines Betons werden z.B. weder der Zementgehalt noch die Pufferkapazität des verwendeten Zements gegen pH-Änderungen (vgl. normal- und hochfester Beton mit Silikastaubzusatz in [53,54]), noch die Auswirkung von Rissen erfasst. Weiter beeinflusst die aktuelle Betonfeuchtigkeit das Messresultat in starkem Masse. Nach Torrent et al. [53,54] kann der Einfluss der Betonfeuchtigkeit über den elektrischen Widerstand korrigiert werden. Dies ist aber mit Schwierigkeiten verbunden, da der Widerstand in der Deckschicht nicht konstant ist und nicht nur von der Feuchtigkeit, sondern auch vom Salzgehalt und von der Karbonatisierung des Betons abhängig ist (s. Kap. 4.5).



Bild 11
Einflüsse auf die Qualität und Dichtigkeit von Beton.

Es wäre wünschenswert, wenn Permeabilitätsmessungen in Zukunft vermehrt angewendet würden. Aus dem zuvor Gesagten geht hervor, dass daneben ein Bedarf besteht, den Korrosionszustand der Bewehrung

direkt vor Ort zu bestimmen (z.B. mittels der Potentialmessung) und durch Untersuchungen an Bohrkernen im Labor gezielt weitere Grössen, wie z.B. Festigkeit, Zementgehalt, W/Z-Wert, Porosität, Wasseraufnahme oder Wasserleitfähigkeit zu ermitteln. Dabei ist nicht ausseracht zu lassen, dass z.B. zwischen Festigkeit oder Porosität und Permeabilität oder Wasseraufnahme kein bzw. nur ein schwacher Zusammenhang besteht [35,55,56]. Weiter ist zu beachten, dass bei den Transportvorgängen im Beton, vorab bei Betonen mit einem Grösstkom von ≥ 16 mm, die Kontaktzone zwischen Zuschlagskom und Zementstein eine besondere Rolle spielt [55-57] (s. Kap. 4.4).

Die Betonqualität eines Bauteils zeigt immer eine mehr oder weniger grosse Schwankungsbreite (Kiesnester, Entmischungen). Keller [55,56] beschreibt in seiner Arbeit die Auswirkungen des Schalungs- und Setzungseffektes bei liegenden und stehenden Bauteilen. Er erläutert auch die Inhomogenitäten und Unstetigkeiten im Deck- und Kembeton sowie im Beton um Bewehrung und Zuschlagskörner. Die verschiedenen Effekte führen schliesslich zu einer deutlichen Anisotropie der Eigenschaften, wie z.B. bei der Permeabilität des Betons [52,55,56]. In diesem Zusammenhang ist es erwähnenswert, dass bei Untersuchungen an Fahrbahnplatten Lochfrass des öfteren an der Unterseite und nicht etwa, wie dies manchmal erwartet wird, nur auf der Oberseite der Bewehrungsstähle beobachtet wurde. Auch Kreuzungspunkte und Bindestellen von Bewehrungsstählen sind bevorzugte Ausgangspunkte für Lochkorrosion.

Am Rande sei darauf hingewiesen, dass ein dauerhaftes Bauwerk auch über eine korrosionsbeständigere Bewehrung, z.B. aus einem nichtrostenden Stahl, erreicht werden kann. Vorteilhaft ist, dass nichtrostende und normale, unlegierte Bewehrungsstähle ohne Einschränkung gleichzeitig nebeneinander eingesetzt werden dürfen. Dabei besteht keine zusätzliche Gefahr von Makroelementen, da die Korrosionspotentiale vom normalen und vom nichtrostenden Stahl im Beton praktisch identisch sind (s. Kap. 8). Dies erlaubt es, z.B. die äusserste Bewehrungslage in einer nichtrostenden Stahlqualität, die inneren Bewehrungslagen mit üblichen Betonstählen auszuführen. Eine solche Lösung ist insbesondere dort in Betracht zu ziehen, wo die Betonqualität der Deckschicht und die Dicke der Überdeckung der Bewehrung nicht ausreichen, um das Nutzungsziel zu erreichen. Bei der Verwendung von nichtrostenden Stählen bleibt das System Stahl/Beton grundsätzlich unverändert erhalten. Dies ist ein grundlegender Unterschied zur beschichteten Bewehrung.

4.2 Beton - ein poröser Baustoff

Beton und Mörtel werden aus Zement, Zuschlagsstoffen (Kies, Sand) und Wasser hergestellt. Beim Aushärten des Betons reagieren Zement und Wasser über die Hydrationsreaktion und bilden den Zementstein, welcher die Zuschlagsstoffe umgibt und sie miteinander verkittet. Während der Abbinde-reaktion verändert sich die Zusammensetzung des Porenwassers ganz erheblich (Bild 12).

Die Hydrationsreaktion beginnt an der Oberfläche der Zementkörner und schreitet nach innen fort. Als Reaktionsprodukte bilden sich Zementgel und eine gesättigte Kalziumhydroxid-Lösung mit einem von der Zementart abhängigen Gehalt an Natrium- und Kaliumionen. Mit fortschreitender Hydratation wird der Raum zwischen den Zementkörnern zunehmend mit Hydratationsprodukten und dem auskristallisierten Kalziumhydroxid $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ausgefüllt. Damit steigt die Dichte des Zementgels und die Festigkeit des Betons. Die Hydratationsgeschwindigkeit nimmt mit der Zeit rasch ab.

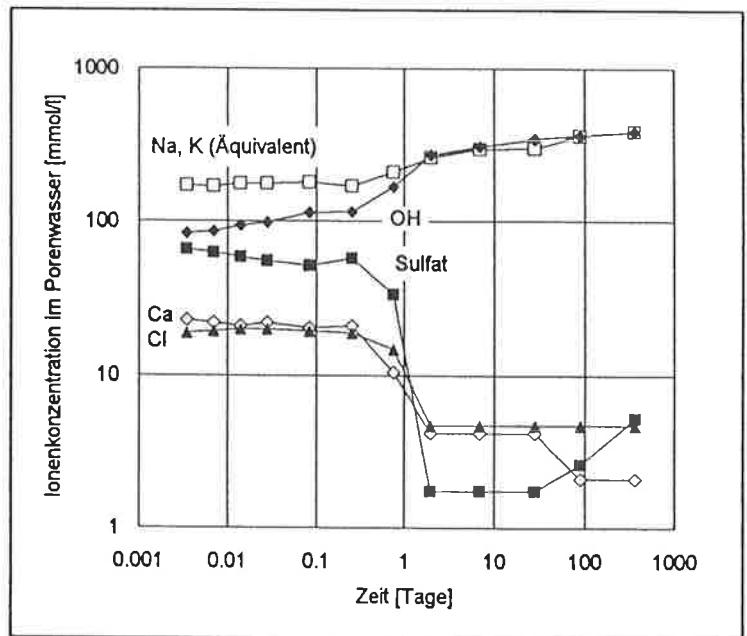


Bild 12

Zeitliche Veränderung der Ionenkonzentration während der Abbinde-reaktion von Zement [58].

Mit der Hydrationsreaktion ist eine Volumenverminderung verbunden und es entsteht ein System von grösseren und kleineren Poren. Entsprechend Herkunft, Form und Grösse der Poren wird häufig zwischen Verdichtungs-, Luft-, Kapillar- und Gelporen unterschieden (Bild 13). Gemäss einer neueren Einteilung [34] kann Beton in drei Bereiche aufgeteilt werden, nämlich in den makroskopischen, mikroskopischen und submikroskopischen Bereich.

In den **makroskopischen** Bereich gehören Zuschlagskörner und Poren grösser als 1 mm, welche mit dem nackten Auge sichtbar sind. Poren dieser Grösse sind i.d.R. leer.

Der **mikroskopische** Bereich reicht von 1 mm bis zu $0.06 \mu\text{m}$ und überstreicht damit mehr als 4 Zehnerpotenzen. In diesen Bereich fallen feiner Sand, unhydratisierter Zement, gröbere Hydratationsprodukte und Kapillarporen.

Im **submikroskopischen** oder Gel-Bereich, d.h. im Bereich unter etwa 50 nm, liegt das sog. Xerogel der Hydratationsprodukte mit den Gelporen.

Die verschiedenen Porenarten, d.h. die Gel-, Kapillar- und Luftporen ergeben zusammen ein kommunizierendes Porensystem, d.h. die Poren stehen mehr oder minder gut miteinander in Verbindung. Die Porenradienverteilung und der Volumenanteil an Gel-, Kapillar- und -Luftporen hängen von der Betonqualität (Bild 11), insbesondere vom Zementgehalt, W/Z-Wert und Hydratationsgrad ab (Bild 14). Reiner Zementstein mit einem W/Z-Wert zwischen 0.3 und 0.4 enthält selbst nach vollständiger Hydratation noch ein Porenvolumen zwischen 20 und 30% [60]. Die Porenradienverteilung ändert sich im Verlaufe der ersten Jahre noch erheblich [19,49]. Junger Beton (Alter <5 bis 10 Jahre, abhängig vorab von der Betonzusammensetzung und von den Hydratationsbedingungen) weist daher i.d.R. eine noch mehr oder weniger erhöhte Porosität und damit eine entsprechend erhöhte Permeabilität auf. Bei neuen und erwarteterweise stark belasteten Bauteilen sind daher zusätzliche, geeignete Oberflächenschutzmassnahmen sehr zu empfehlen, auch wenn die Dauerhaftigkeit dieser Massnahmen selbst beschränkt ist.

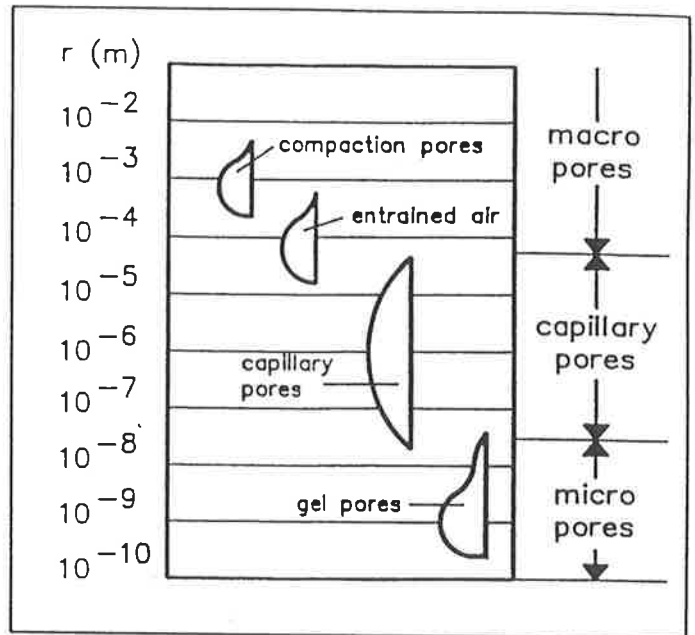


Bild 13
Porenstruktur von Beton (schematisch) nach [59].

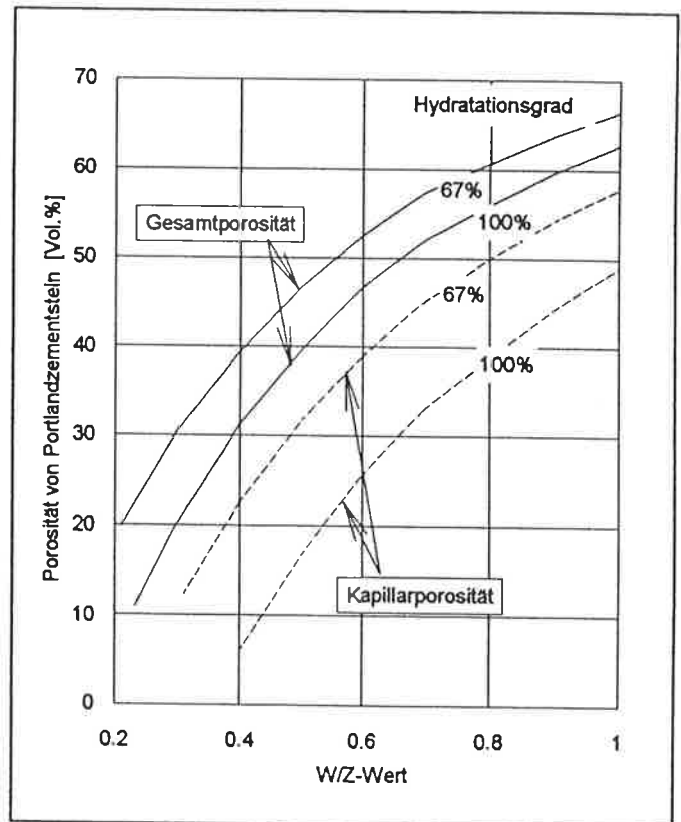


Bild 14
Gesamt- und Kapillarporosität von Zementstein in Abhängigkeit vom W/Z-Wert und Hydratationsgrad [19].

4.3 Wassergehalt des Betons

Poröse Baustoffe wie Beton und Mörtel nehmen aus der Luft Wasser auf oder geben Wasser an die Luft ab (Bild 15). Bestimmend für die Wasseraufnahme und -abgabe sind einerseits strukturelle Parameter des Zementsteins wie z.B. die Verteilung der Porenradien und die Ausdehnung der inneren Oberfläche, und andererseits die relative Luftfeuchtigkeit RL (=Verhältnis des Wasserdampfpartialdruckes zum Sättigungsdampfdruck) (Bild 16). Die strukturellen Parameter sind sowohl von der Art und Menge des Zementes, vom W/Z -Wert, von der Art und Menge der Zusätze als auch vom Alter und vom Hydratationsgrad (Nachbehandlung, Exposition) des Betons oder Mörtels abhängig [61].

In Bild 17 ist eine typische Sorptionsisotherme von Beton dargestellt [61,62]. Mit zunehmender Temperatur werden die Sorptionsisothermen zu tieferen (!!) Wassergehalten hin verschoben (Bild 18). Die Ursachen hierfür sind: grössere Mobilität des Wassers und geringere Adsorptions- und Kapillarkräfte [63].

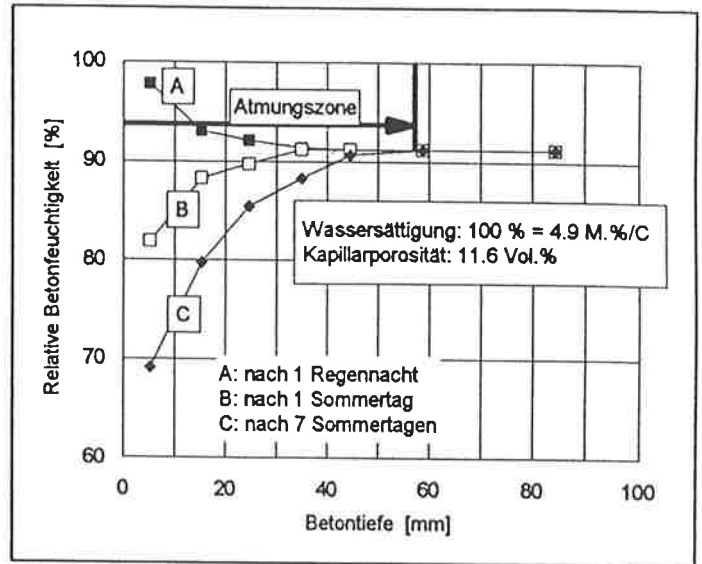


Bild 15
Wassergehalt im Deckbeton [30].

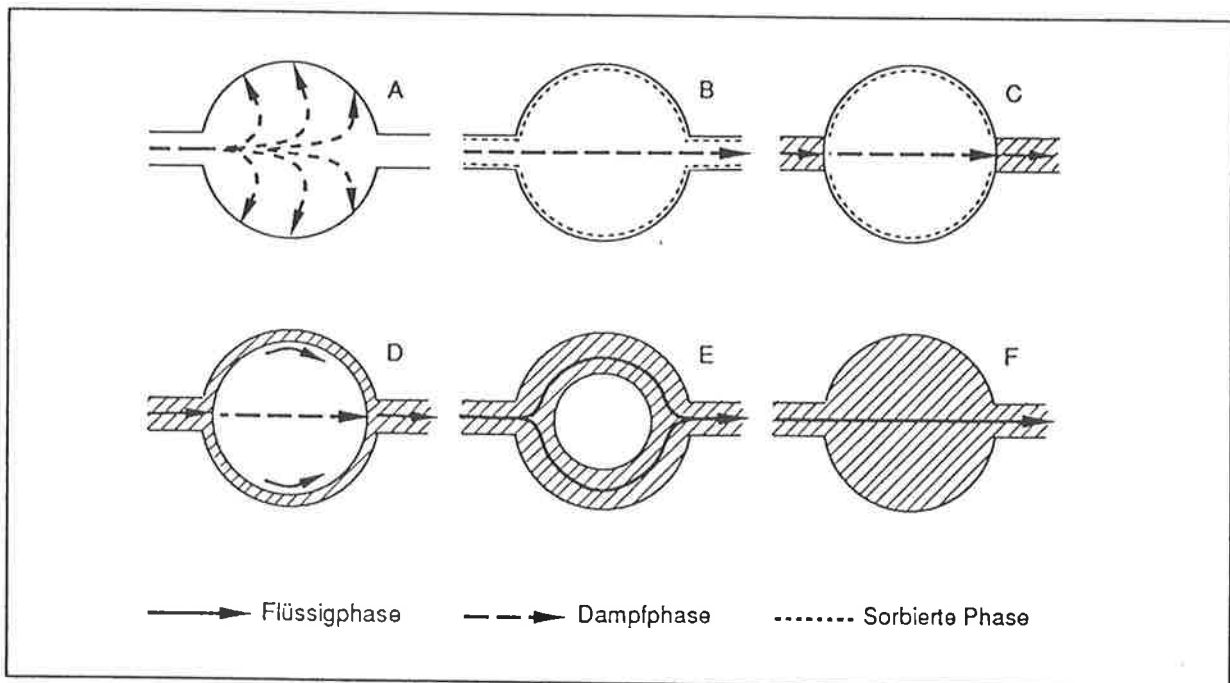


Bild 16 Wassertransport im Zementstein in Abhängigkeit vom Wassergehalt [55].

Bis zu einer relativen Luftfeuchtigkeit von etwa 40% lässt sich die Wasseraufnahme mit der BET-Adsorptionstheorie, welche die chemisch-physikalische Wechselwirkung zwischen den Wassermolekülen und der Zementsteinoberfläche berücksichtigt, beschreiben [60,64]. Bei einer relativen Luftfeuchtigkeit von etwa 40% ist die gesamte innere Oberfläche des Zementsteins mit einem monomolekularen Wasserfilm belegt (Bild 16). Diese monomolekulare Wasserschicht unterliegt starken Adsorptionskräften. Dies lässt erwarten, dass Beton und Mörtel bei $RL < 40\%$ kaum mehr elektrisch leitfähig sind. Die bei $RL > 40\%$ zusätzlich adsorbierten Wasserlagen unterliegen weniger starken Adsorptionskräften.

Bei Werten für RL >40% überlagert sich der Wasseraufnahme durch Adsorption die Kapillarkondensation in den feinen (Kapillar)poren [60,64]. Unter dem Begriff Kapillarkondensation versteht man die Einlagerung von Wasser in das Porensystem aufgrund von Kapillarkräften bei Wasserdampfdrücken unter dem Sättigungsdampfdruck. Die Kapillarkondensation von Wasser tritt umso eher ein, je kleiner der Porenradius, je höher die Oberflächenspannung des Wassers und je höher RL ist. Grössere Poren mit einem Durchmesser von >5 bis 10 µm können auf diese Weise aber nicht mit Wasser gefüllt werden [64]. Poren mit einem Durchmesser von unter etwa 0.2 nm sind für die Wassermoleküle (Ø etwa 0.3 nm [65]) nicht mehr zugänglich. Das durch Kapillarkondensation aufgenommene Wasser unterliegt nur schwachen bis keinen Adsorptionskräften [61].

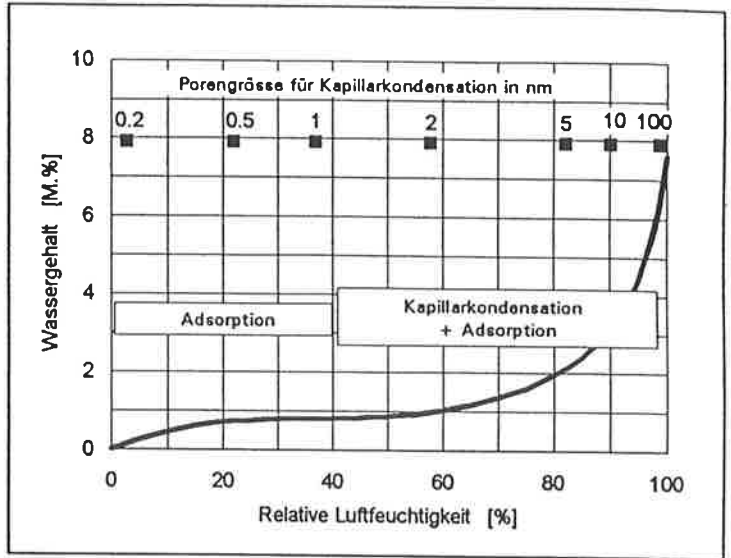


Bild 17
Typische Sorptionsisotherme von Beton [61].

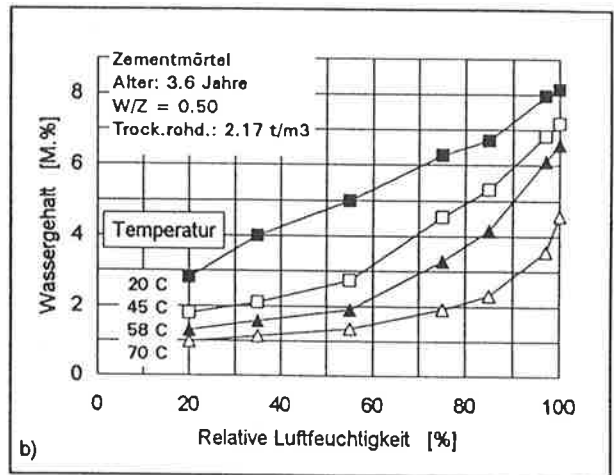
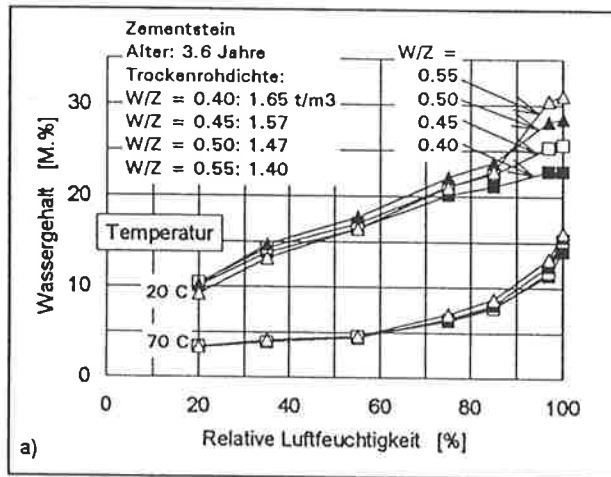
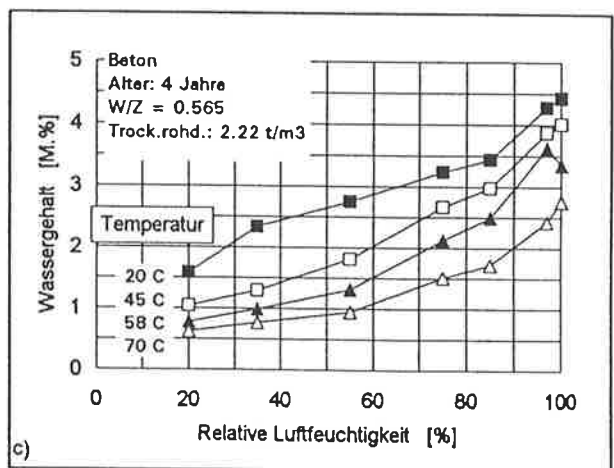


Bild 18
Einfluss des W/Z-Wertes und der Temperatur auf die Sorptionsisotherme von a) Zementstein, b) Zementmörtel und c) Beton [63].



Das Sorptionsverhalten von Beton und Mörtel wird durch hygroskopische Salze (z.B. NaCl, CaCl₂) verändert. Darüber und über den Einfluss von Betonzusatzmitteln oder Betonverflüssigern gibt es nur wenige Untersuchungen (s. z.B. [34,66]).

Grundsätzlich kann zwischen "verdampfbarem" und "nichtverdampfbarem" Wasser unterschieden werden. Unter "verdampfbarem Wasser" versteht man dasjenige Wasser, welches sich im Porensystem wie "normales" oder "freies" Wasser bewegen kann sowie das Wasser, welches durch Adsorptions- oder Kapillarkräfte mehr oder weniger stark an die Oberfläche der Porenwände des Zementsteines gebunden ist. Das "nichtverdampfbare Wasser" hingegen ist das in den Reaktionsprodukten des Zementes chemisch gebundene Hydratwasser. Auch beim Gefrieren des im Porenraum vorhandenen Wassers wirken sich die unterschiedlich starken Bindungskräfte zwischen dem Wassermolekül und den Porenwänden aus: je stärker die Bindungskräfte sind, desto tiefer liegt der Gefrierpunkt [66]. Der stark adsorbierte und dadurch strukturierte molekulare Wasserfilm auf der inneren Oberfläche des Zementsteines gefriert erst bei Temperaturen zwischen etwa -60 und -90 °C, das übrige, nur vorstrukturierte Gelporenwasser schon zwischen -24 und -40 °C [66]. Das unstrukturierte und freie Kapillarporenwasser gefriert hingegen schon wenig unter Null Grad.

Da das Wasser in den Gel- und Kapillarporen durch unterschiedlich starke Adsorptions- und Kapillarkräfte an die Oberfläche des Zementsteines gebunden ist, hat sich die Unterscheidung zwischen Gel- und Kapillarporenwasser etabliert. Man darf dabei aber nicht vergessen, dass der Übergang zwischen den Porengrößen und -arten und damit auch zwischen den auf das Wasser einwirkenden Kräften fließend ist [60].

In neuerer Zeit wurde erkannt, dass neben der Porosität des Zementsteins, d.h. neben den Gel- und Kapillarporen, auch die Porosität der etwa 25 µm dicken Kontaktzone zwischen Zuschlagskorn und Zementstein berücksichtigt werden muss, um verschiedene Eigenschaften von Mörtel und Beton zu verstehen [55-57]. Das Porenvolumen der Kontaktzone wird auf etwa 30 bis 50 Vol.% geschätzt [57]. Man kann annehmen, dass das Wasser in diesem Porenvolumen mindestens so beweglich ist wie jenes in den Kapillarporen. In dieser Kontaktzone konnte auch eine Chloridanreicherung nachgewiesen werden [40].

4.4 Transportvorgänge im Beton

4.4.1 Allgemeines

Der Transport von Gasen und Wasser wie auch von Salzen in einem Bauteil erfolgt, abgesehen von Rissen, Kiesnestern und porösen Zuschlagskörnern, nur im Porensystem des Zementsteins des Betons und wird verursacht durch Kapillarkräfte im Porensystem (Kapillarkondensation, kapillares Saugen), durch Partialdruck- oder Konzentrationsgefälle (Diffusion), durch Absolutdruckgefälle (hydraulische Strömung oder Permeation) oder durch ein elektrisches Gleichspannungsfeld (Migration). Die Kenngrößen dieser Transportarten (Tabellen 1 und 2) sind der Wasseraufnahme-, der Permeabilitäts- und der Diffusionskoeffizient sowie die Ionenbeweglichkeit [51,67-69].

Tabelle 1 Transportarten und deren Kenngrößen

Transportart	Treibende Kraft	Transportkoeffizient	Symbol [Einheit]
Kapillares Saugen	Kapillardruck	Wasseraufnahmekoeff. Wassereindringkoeff.	W_A [$\text{g}/\text{m}^2\text{s}^{0.5}$] W_E [$\text{m}/\text{s}^{0.5}$]
Ionendiffusion Gasdiffusion	Konzentrationsgradient Partialdruckgefälle	Diffusionskoeffizient	D [cm^2/s]
Gasfluss Wasserfluss	Absolutdruckgefälle	Permeabilitätskoeffizient Darcykoefizient	K_p [m^2] K_D [m/s]
Migration	Elektrisches Gleichspannungsfeld	Ionenbeweglichkeit (Überföhrungszahl der Ionensorte b)	u_i [cm^2/Vs] (t_b)

Tabelle 2 Beweglichkeit einiger Ionen

Kation	u_i [cm^2/Vs]	Anion	u_i [cm^2/Vs]
H^+	$36.3 \cdot 10^{-4}$	OH^-	$20.5 \cdot 10^{-4}$
K^+	$7.6 \cdot 10^{-4}$	Cl^-	$7.9 \cdot 10^{-4}$
Na^+	$5.2 \cdot 10^{-4}$	HCO_3^-	$4.6 \cdot 10^{-4}$
$1/2 \text{Ca}^{2+}$	$6.0 \cdot 10^{-4}$	$1/2 \text{SO}_4^{2-}$	$8.3 \cdot 10^{-4}$

Die Transportkoeffizienten werden von der Betonqualität bzw. von der Porenstruktur (Porenradius und Porenradienverteilung) in unterschiedlichem Masse beeinflusst [34,51]. Trotzdem zeigen viele Untersuchungen einen ähnlichen Einfluss der betontechnologischen Parameter wie z.B. des W/Z-Wertes und der Nachbehandlung auf die Transportkoeffizienten [34, 51,53,54]. Ein Beispiel für den Zusammenhang zwischen Permeabilität für Gase und der Wasseraufnahmegeschwindigkeit zeigt Bild 19. Da die Transportkoeffizienten im wesentlichen von der Porenstruktur des Betons beeinflusst werden, eignet sich die Festigkeit weder als Bezugsgröße für die Transportkoeffizienten noch als Maß für die Dichtigkeit.

Die durch chemisch-physikalische Wechselwirkungen an der Zementsteinoberfläche adsorbierten Gas- oder Wassermoleküle können zwar mit dem Zementstein chemisch reagieren, sie sind aber nicht mobil. Die Adsorption trägt somit nichts zum Transport von Wasser oder Gas im Beton bei.

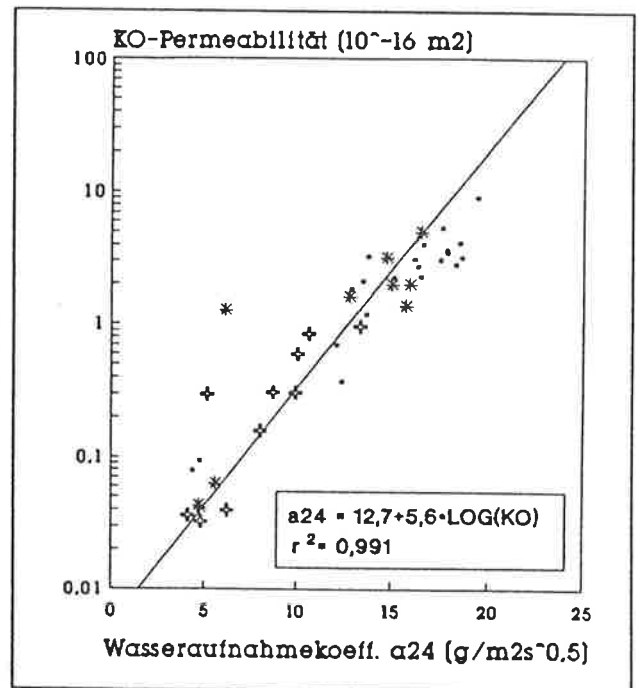


Bild 19

Zusammenhang zwischen der Sauerstoffpermeabilität (KO-Permeabilität) und der Wasseraufnahmegeschwindigkeit α_{24} [54].

4.4.2 Kapillartransport

Durch die Wirkung der Kapillarkräfte in den Kapillarporen (s. Kap. 4.3) kann Wasser bereits bei RL unter 100% im Porensystem des Zementsteins eingelagert werden. Diese Kapillarkräfte bewirken auch das sog. kapillare Auf- und Einsaugen von flüssigem Wasser und sie gleichen unterschiedliche Betonfeuchtigkeiten aus. Zur Charakterisierung dieser Transportart dient der Wasseraufsaugversuch.

Beim kapillaren Wassertransport werden auch die im Wasser gelösten Gase und Ionen mittransportiert. Bei den Chloriden spricht man in diesem Zusammenhang häufig vom sog. "Huckepack-Transport". Hinsichtlich der Korrosion kommt dem kapillaren Einsaugen von Wasser und der allenfalls darin gelösten Chloride eine zentrale Bedeutung zu. Wie Flückiger et al. [68,69] zeigen konnten, dominiert bei Aufsaugversuchen der "Huckepack-Transport" alle anderen Transportarten und der Gesamtchloridgehalt der Proben ist weitgehend proportional zur aufgesaugten Wassermenge. Bei derartigen Versuchen konnte auch nachgewiesen werden, dass die Wassermoleküle weit beweglicher sind als die Chloridionen [70,71]. Bei Aufsaugversuchen dringt daher die Wasserfront rascher in den Beton ein als die Chloridfront. Dadurch stellt sich sehr rasch ein Chloridgradient ein (Bild 20).

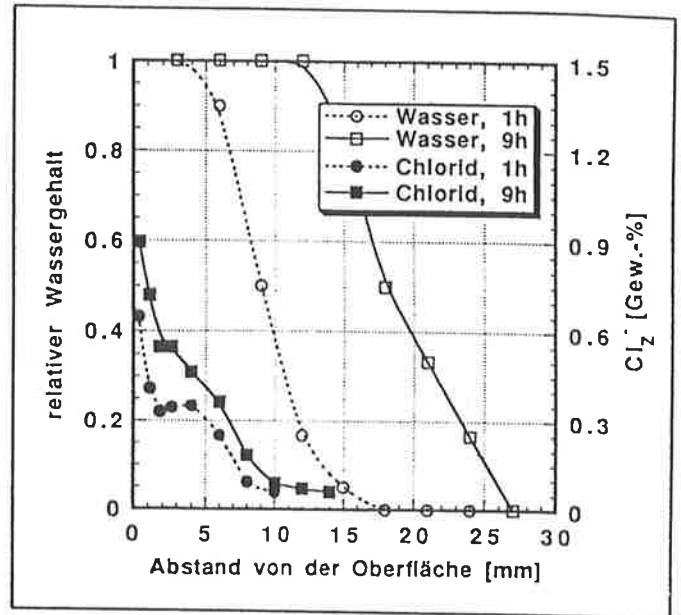


Bild 20

Eindringen der Wasser- und der Chloridfront beim kapillaren Saugen (3% NaCl-Lösung) [70,71].

Mit zunehmendem hydraulischen Radius r_H der Poren ($r_H = 1/2$ geometrischer Radius) nimmt die Geschwindigkeit des kapillaren Saugens zu, die maximale Saughöhe aber ab [34]. In Bild 21 ist die Saughöhe nach 21 Tagen in Abhängigkeit von r_H dargestellt. Poren mit einem Durchmesser zwischen 1 mm und 30 μm werden sehr rasch gefüllt. Die maximale Steighöhe liegt aber unter 250 mm. Demgegenüber bräuchte es bei Poren unter etwa 30 nm mehr als 1000 Jahre bis die maximale Steighöhe von über 100 m erreicht würde.

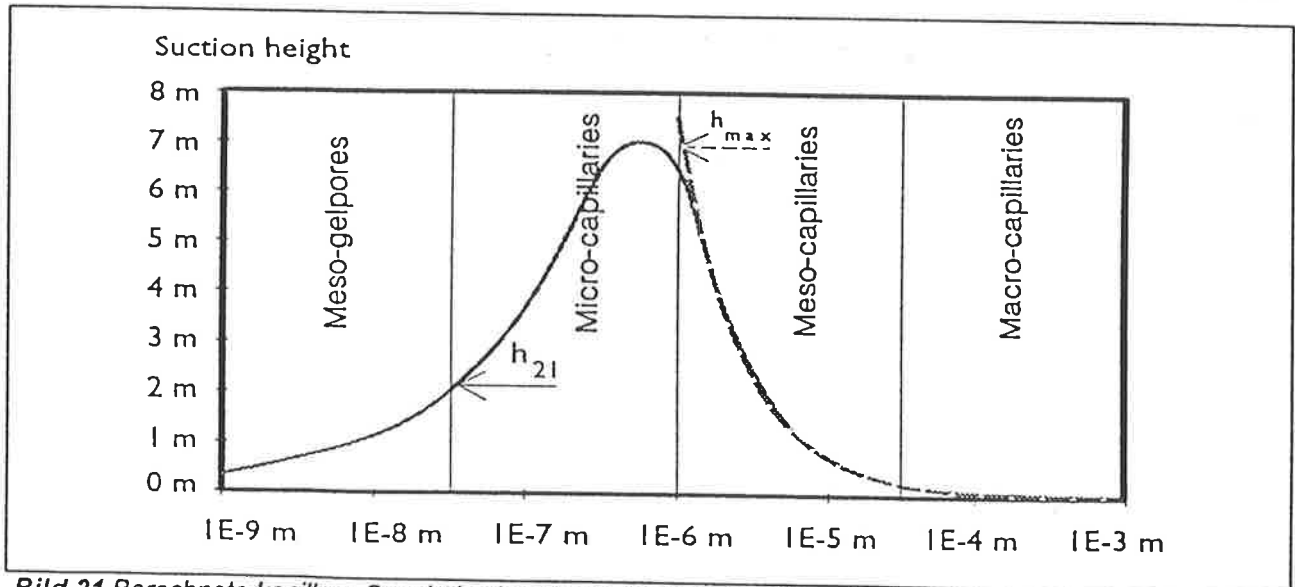


Bild 21 Berechnete kapillare Saughöhe (suction height) als Funktion des hydraulischen Radius r_H [34]:

durchgezogene Linie: Saughöhe nach 21 Tagen.
gestrichelte Linie: maximale Saughöhe.

In diesem Zusammenhang muss nochmals auf die Bedeutung der sehr porösen Kontaktzone zwischen Zuschlagskorn und Zementstein hingewiesen werden, welche offenbar im Beton einen bevorzugten Transportweg darstellt (Tabelle 3a,b). Diesem Transportweg überlagern sich der Schalungs- und Setzungseffekt [55,56]. Teils als Folge davon und teils wegen der unterschiedlichen Hydratationsbedingungen kann sich die kapillare Wasseraufnahme des Deckbetons erheblich von jener des Kembetons unterscheiden [52,55].

Das Eindringen von aggressiven Substanzen von oben durch den Deck- und Kembeton, z.B. bei Brückenplatten, ist gegenüber dem seitlichen oder horizontalen Eindringen durch den Deck- und Kembeton, z.B. bei Wänden, weit weniger rasch.

Tabelle 3a Transportmechanismus im Zementstein und im Beton [55]

Aspekt	Zementstein	Beton 0-32 mm
Transportweg	Gelbrücken	Entlang Komgrenzen Zementstein
Transportgeschwindigkeit	Klein	Gross
W/Z-Abhängigkeit	Gross	Klein

Tabelle 3b Transportmechanismus im Deck- und Kembeton [55]

Eindringen der aggressiven Substanzen durch		Vorherrschender Transportweg	Transportgeschwindigkeit
Deckbeton	oben	Zementstein	Klein
	unten	Entlang Komgrenzen Schalungseffekt ↓	Mittel
	seitlich	Entlang Komgrenzen Schalungseffekt ↓ Setzungseffekt ↑	Gross
Kembeton	vertikal (z.B. bei Platten)	Entlang Komgrenzen	Gross
	horizontal (z.B. bei Wänden)	Entlang Komgrenzen Setzungseffekt ↑	Sehr gross

4.4.3 Diffusion

Die treibende Kraft von Diffusionsprozessen sind bei Ionen (z.B. Chloriden) die Konzentrationsdifferenz und bei Gasen (z.B. Sauerstoff oder Wasserdampf) das Partialdruckgefälle im oder über ein Bauteil. Die durch die Diffusion transportierte Ionen- oder Gasmenge ist proportional zum Konzentrations- oder Partialdruckgradienten, zum Diffusionskoeffizienten D und zur Temperatur [67,72]. Der Wert für D nimmt generell mit abnehmendem Porenvolumen und mit abnehmender freien Weglänge ab [34,67].

Der Diffusionskoeffizient von Gasen nimmt mit steigender Betonfeuchtigkeit ab (s. Kap. 3.3, Bild 8). Der Diffusionskoeffizient von CO_2 ist bis zu einem Faktor 10 kleiner als jener von O_2 [34,37,73,74]. Allerdings gilt diese Angabe nur für die CO_2 -Diffusion durch nichtreaktive Materialien wie z.B. Ziegel. Bei zementösen Baustoffen reagiert das CO_2 -Gas mit dem $\text{Ca}(\text{OH})_2$ der Porenwände (Karbonatisierung), was den effektiven Diffusionskoeffizienten von CO_2 zumindest anfänglich stark reduziert [37]. Der Diffusionskoeffizient von H_2O liegt mit 10^{-6} bis 10^{-7} cm^2/s etwa in der gleichen Größenordnung wie jener für CO_2 [64]. Im Gegensatz zu gasförmigen Stoffen nimmt der Diffusionskoeffizient von elektrisch geladenen Teilchen, wie z.B. Chloridionen, mit steigender Betonfeuchtigkeit zu (Bild 22a). Innerhalb der Deckschicht oder Atmungszone nimmt daher der Diffusionskoeffizient für Gase tendenziell ab, jener für Ionen tendenziell zu (Bild 22b).

Der Diffusionskoeffizient für Chloride $D(\text{Cl})$ liegt in wässrigen Lösungen bei ungefähr 10^{-5} cm^2/s , im wassergesättigten Beton zwischen etwa 10^{-7} und 10^{-10} cm^2/s [30,52,72,76-79]. Die kleinsten Werte für $D(\text{Cl})$ wurden bei Betonen mit Hütten sand, Silikastaub und Flugasche gefunden. Dies geht mit dem bei solchen Betonen stark erhöhten spezifischen elektrischen Widerstand einher (s. Kap. 4.5). In der Literatur findet man manchmal selbst für relativ dichte Betone $D(\text{Cl})$ -Werte über 10^{-7} cm^2/s . Dabei handelt es sich aber immer um Werte, welche aus Untersuchungen mit zyklischer Belastung hervorgegangen sind. Solche Werte dürfen nur als scheinbare Diffusionskoeffizienten betrachtet werden, da der Chlorideintrag nicht nur durch Diffusion, sondern auch durch kapillares Saugen erfolgte.

Die Abhängigkeit von $D(\text{Cl})$ von der Betonfeuchtigkeit wurde bisher kaum untersucht. Sie ist aber vermutlich ähnlich wie diejenige der spez. Leitfähigkeit (s. Kap. 4.5, Bild 25). Gemäss [72] ist die Diffusionsgeschwindigkeit von Cl^- in trockenem Beton kaum mehr messbar.

In sehr vielen Untersuchungen wurde die Abhängigkeit des $D(\text{Cl})$ von betontechnologischen Parametern untersucht. Generell zeigt es sich, dass der Chlorideintrag und $D(\text{Cl})$ mit zunehmender Dichtigkeit des Betongefüges abnimmt (Bild 23a und b) [52,58,77]. Im Einzelnen spielen die Art und Menge des Zementes, der W/Z-Wert, die Art der die Chloride begleitenden Kationen, die Art der mineralischen oder Kunststoffzusätze sowie der Hydratationsgrad und das Alter des Betons (Porositätsabnahme) eine besondere Rolle [28,30,58,72, 77,80-82].

Unter praktischen Bedingungen werden die Cl^- nur dann über einen reinen Diffusionsprozess in den Beton eingetragen, wenn das ganze Bauteil dauernd und vollständig wassergesättigt ist. In der Praxis ist diese Situation eher selten (z.B. bei Bauteilen im Meer). Der Chlorideintrag erfolgt meistens über kapillares Saugen und Diffusion. In den Bildern 24a bis d sind dazu einige Möglichkeiten dargestellt. Mit dem Wassertransport, welcher aufgrund des Partialdruckgefälles z.B. durch den Querschnitt eines Bauteils in Gang kommt (Bild 24b), können auch Chloride mitgeschleppt werden. Dies kann zu einer Chloridaufkonzentration auf der Bauteilseite mit dem niedrigeren Wasserdampfpartialdruck führen. Die Aufkonzentration ist dabei umso stärker, je schneller das Wasser auf der trockenen Bauteilseite verdampft. Dieser Wassertransport ist

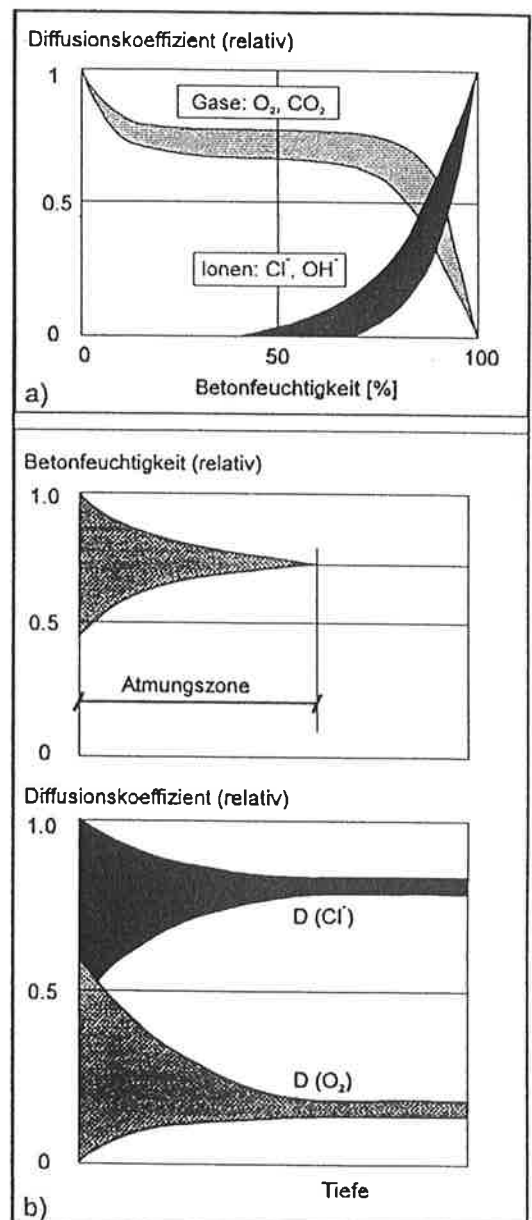


Bild 22
Abhängigkeit des Diffusionskoeffizienten von der Betonfeuchtigkeit und Tiefe.

aber zumindest auf der Seite mit dem niedrigeren Wasserdampfpartialdruck kein reiner Diffusionsprozess mehr. Der kapillare Wassertransport vom Kernbeton zur trockenen Betonoberfläche trägt sicher einen wesentlichen Teil zur Aufkonzentration bei.

Die Deutung des Einflusses der Betonqualität und der Porenstruktur auf $D(\text{Cl}^-)$ ist noch umstritten. Nach Frey [72] ist die Bindekapazität des Zementes, nach Goto [83] das Volumen der Poren mit einem Radius < 2 nm entscheidend (\varnothing der Cl^- -Ionen etwa 0.2 nm [84]). Nach [34] ist in den Kapillarporen der Diffusionsprozess massgebend (die freie Weglänge des diffundierenden Stoffes ist in der Größenordnung von etwa 100 nm und damit kleiner als der Porenradius). In den Gelporen mit einem Radius weit unter 100 nm hingegen dominiert der wesentlich langsamere Knudsen-Fluss (Kollision des diffundierenden Stoffes mit den Porenwänden). Goto [83] fand, was daher grundsätzlich nicht überrascht, im übrigen keinen Zusammenhang zwischen $D(\text{Cl}^-)$ und dem Gesamtporenvolumen. Eine neuerer interessanter Ansatz zur Beschreibung der Wasser- und Chloridaufnahme ergibt sich aus der Anwendung der Perkolations-theorie [67, 68,85].

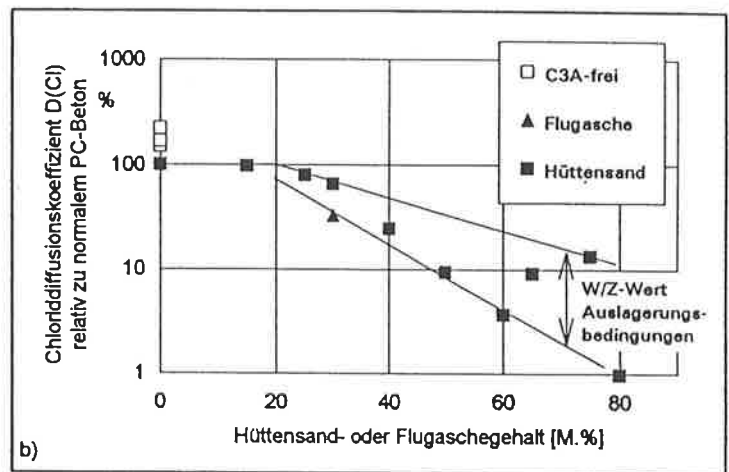
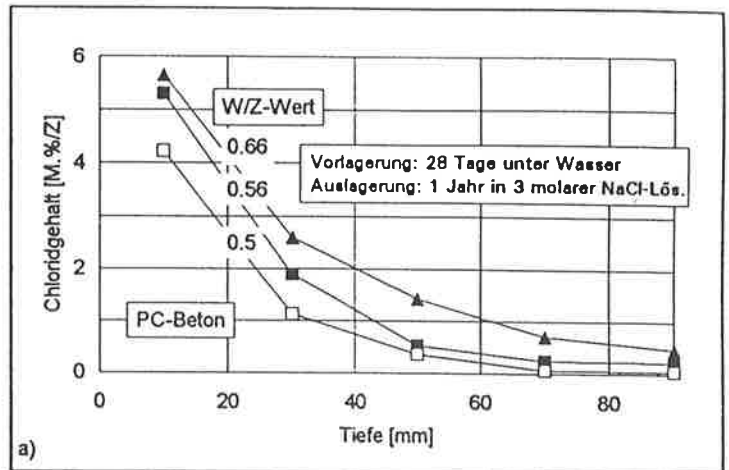


Bild 23

a) Chloridprofile nach Auslagerung in 1 molarer Chloridlösung [77].

b) Abhängigkeit des auf normalen PC-Beton normierten Chloriddiffusionskoeffizienten $D(\text{Cl}^-)$ vom Hüttensand- und Flugaschegehalt; Daten von [77].

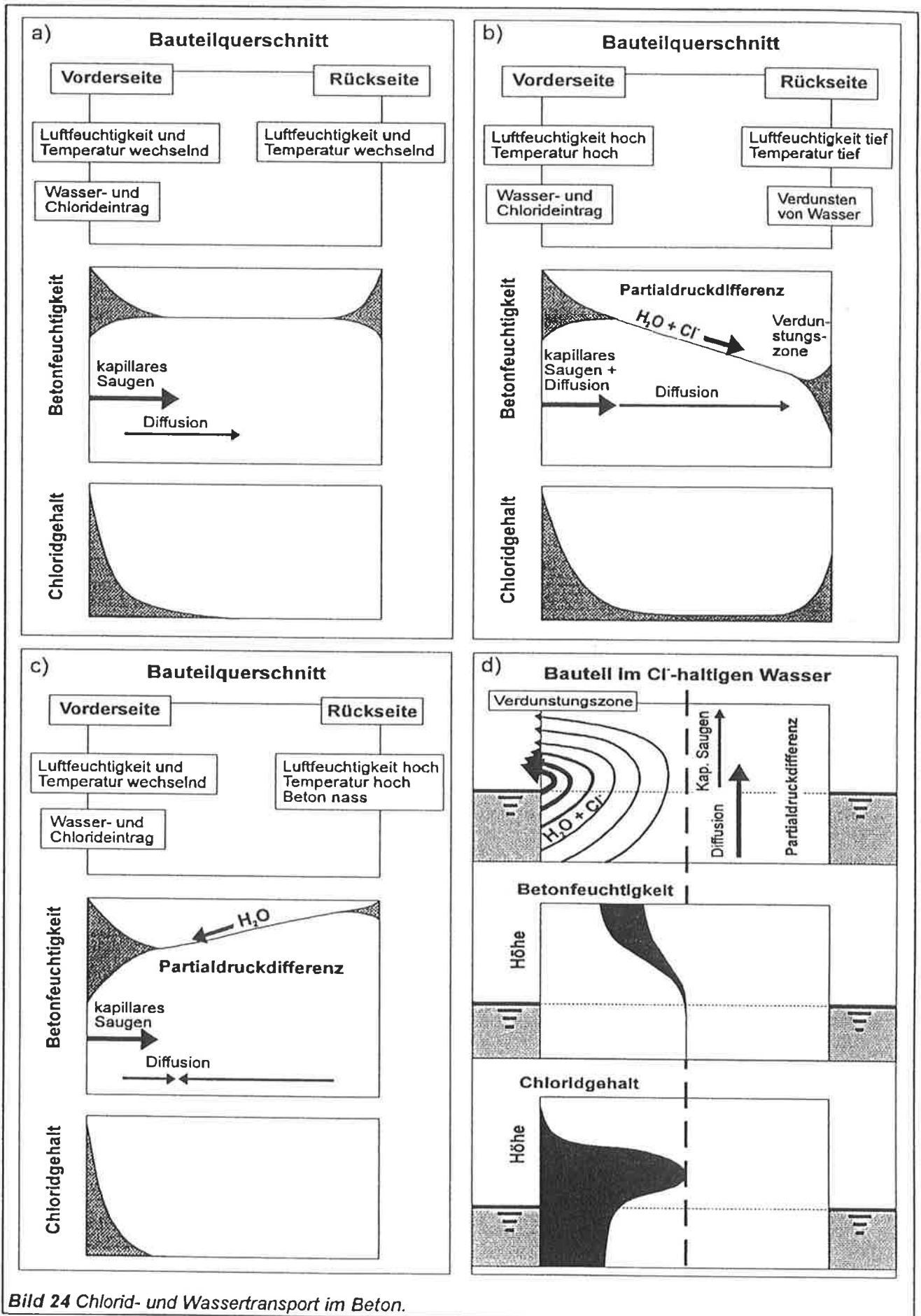


Bild 24 Chlorid- und Wassertransport im Beton.

4.4.4 Druckgefälle

Ein äusserer, auf die Bauteiloberfläche einwirkender Druck bewirkt einen Gas- oder Wasserfluss bzw. eine Gas- oder Wasserpermeation durch das oder in das Bauteil. Falls es sich um einen anstehenden Wasserdruk handelt und das Porenvolumen wassergefüllt ist, spricht man von einer Sickerströmung.

4.4.5 Migration

Ein äusseres elektrisches Gleichspannungsfeld, z.B. beim kathodischen Korrosionsschutz [86,87] oder bei der elektrochemischen Entsalzung [67,88], oder ein inneres Gleichspannungsfeld, z.B. bei Makroelementen, bewirkt eine Wanderung der elektrisch geladenen Ionen im Beton. Mit den Ionen wandert auch deren Hydrathülle. Die positiv geladenen Ionen wandern zur Kathode, die negativ geladenen Ionen zur Anode (**Bild 2**). Der Ionenfluss im elektrischen Gleichspannungsfeld ist primär von der Feldstärke (V/m) abhängig. Der Anteil der einzelnen Ionen am gesamten Ionenfluss (Überföhrungszahl) ist von deren Konzentration, Beweglichkeit (**Tabelle 2**) und Ladung sowie von der Temperatur und der Konzentration der anderen Anionen (z.B. OH^- , HCO_3^-) abhängig [67,88]. Die Überföhrungszahl der Cl^- -Ionen bei 20 °C betrögt bei einem Beton mit 1 bis 2 M.% Cl^- etwa 0.05 bis 0.25 [89].

Das Ausmass der Ionenwanderung ist bei einem Makroelement auch vom Flächenverhältnis Kathode/Anode abhängig. Bei der Lochkorrosion mit einem meist grossen Kathoden/Anoden-Verhältnis wandern die Fe^{2+} -Ionen in den umgebenden Beton ab, wo sie als Rost ausgeföllt werden. Dies bewirkt ein Verstopfen der Poren. Bei der Korrosion infolge Karbonatisierung des Betons mit einem meist kleinen Kathoden/Anoden-Verhältnis fällt der Rost demgegenüber vorwiegend direkt auf der Stahloberfläche aus, was rascher zu einem Druckaufbau und damit zu Betonabplatzungen föhrt.

4.5 Der elektrische Widerstand des Betons

Der elektrische Widerstand oder die elektrische Leitfähigkeit (= Kehrwert des Widerstandes) von Betonen und Mörteln ist in erster Linie von deren Qualität (s. Bild 11), deren Feuchtigkeits- und Salzgehalt sowie von der Temperatur abhängig [90]. Eine merkliche Leitfähigkeit wird bei Betonen und Mörteln erst ab einem gewissen Feuchtigkeitsgehalt festgestellt (Bild 25). Die starke Abhängigkeit der spez. Leitfähigkeit σ_C von der Beton- oder der relativen Luftfeuchtigkeit RL ist im Hinblick auf die Korrosionsgeschwindigkeit (s. Gl. 6 und 7 sowie Kap. 7) äusserst bedeutsam. Die σ_C -RL-Kurven widerspiegeln das unterschiedliche Adsorptionsverhalten der verschiedenen Betone und Mörtel.

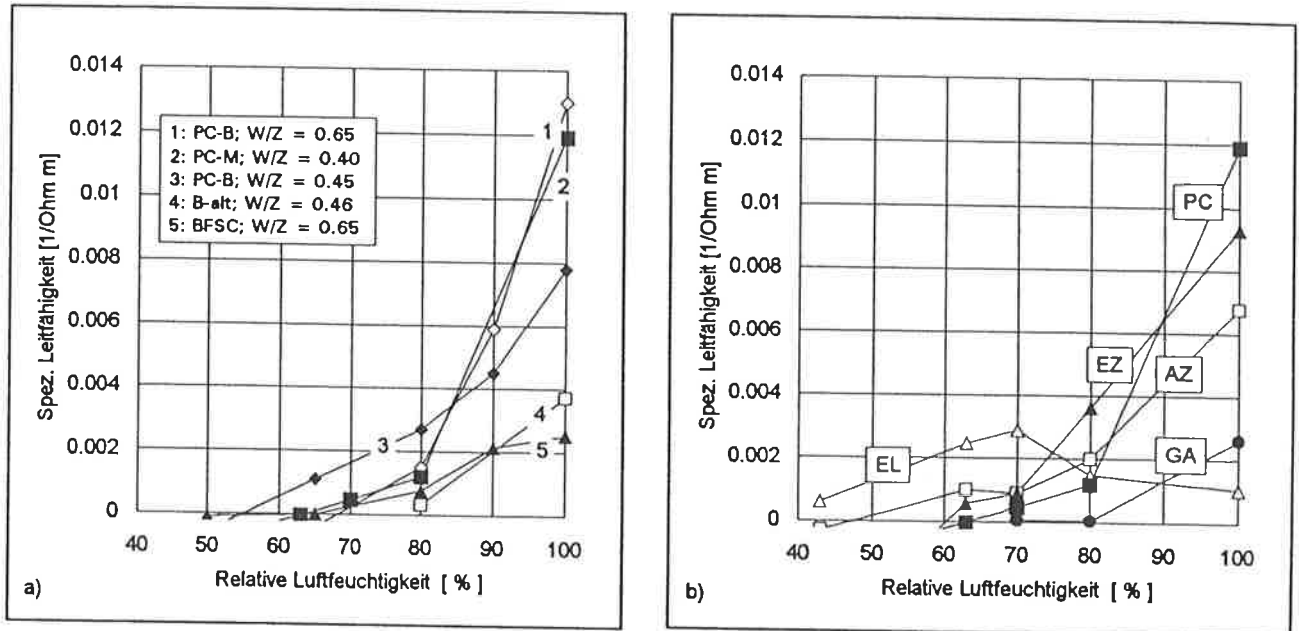


Bild 25

Spezifische Leitfähigkeit von verschiedenen Betonen (a) und Mörteln (b) [90]:

Im wassergesättigten Zustand liegt die spez. Leitfähigkeit verschiedener Mörtel und Betone (Bild 25) etwa zwischen 0.002 und 0.015 $\Omega^{-1}\text{m}^{-1}$ (Widerstand: etwa 70 bis 500 Ωm). Dieser Wert ist etwa 100 bis 1000 mal kleiner als einer dem Porenwasser vergleichbaren wässrigen Lösung [61,90]. Mit sinkender Betonfeuchtigkeit nehmen wegen des unterschiedlichen Adsorptionsverhaltens die Unterschiede zwischen den verschiedenen Mörteln und Betonen teilweise ausserordentlich stark zu.

PC-B: junger PC-Beton
 B-alt: alter PC-Beton
 BFSC: junger Schlackenzementbeton
 PC-M: junger Labormörtel
 EZ: Euco Betec 340
 AZ: Addiment Vergussbeton
 EL: Euco Betec 340A
 GA: Gipsunion Grundputz.

Der Einfluss des W/Z-Wertes geht aus Bild 25a hervor. Während unter feuchten Bedingungen der Beton mit einem W/Z-Wert von 0.45 eine kleinere Leitfähigkeit aufweist als der Beton mit einem W/Z-Wert von 0.65, ist es bei Luftfeuchtigkeiten unter etwa 85% gerade umgekehrt. Dies bedeutet, dass das Wasserspeicher- oder Rückhaltevermögen eines Betons mit abnehmendem W/Z-Wert ansteigt.

Nicht alles im Beton vorhandene Wasser ist elektrisch leitend [61,90]. Der im Zementstein von Beton enthaltene totale Wassergehalt W_{Tot} (Vol.%) muss in einen nichtleitenden Wassergehalt W^0 (Vol.%) und einen leitenden Wassergehalt W_{Leit} (Vol.%) unterteilt werden. Die Abhängigkeit des spezifischen elektrischen Widerstandes ρ_C (Ωm) und der spezifischen Leitfähigkeit σ_C ($=1/\rho_C$) vom Wassergehalt kann mit der Gleichung 8 dargestellt werden (Bild 26a,b).

$$\frac{1}{\rho_C} = \sigma_C \approx \frac{1}{\rho_{PW}} \left(\frac{W_{\text{Tot}} - W^0}{100} \right) = \frac{1}{\rho_{PW}} \left(\frac{W_{\text{Leit}}}{100} \right) = \sigma_{PW} \left(\frac{W_{\text{Leit}}}{100} \right) \quad \text{Gl. 8}$$

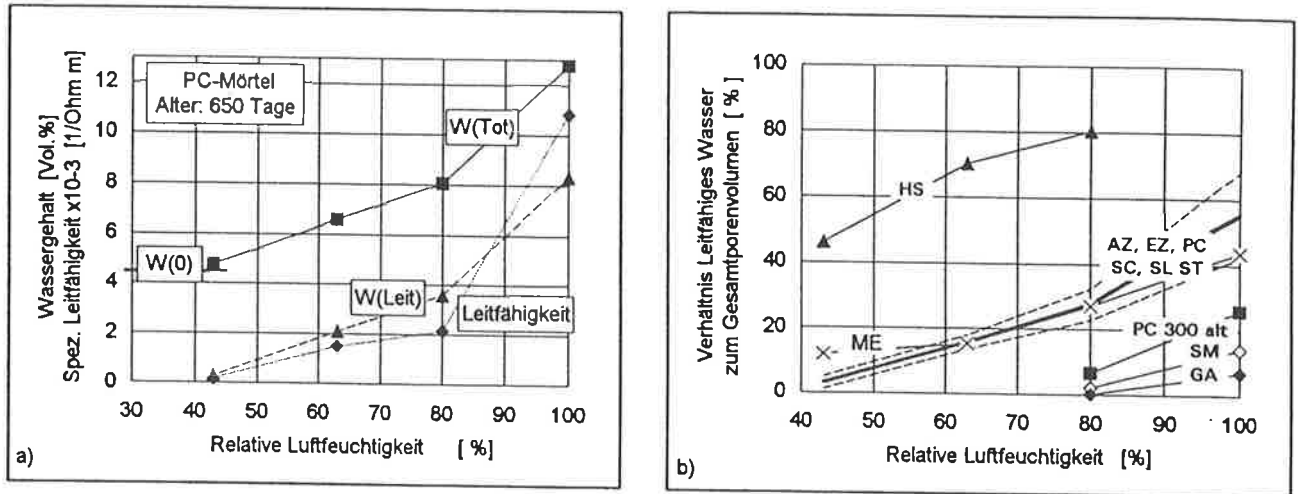


Bild 26

- a) Totaler Wassergehalt W_{tot} , leitfähiger Wassergehalt W_{Leit} und spezifische Leitfähigkeit bei einem PC-Mörtel in Abhängigkeit von der vorhergehenden Auslagerungsluftfeuchtigkeit [61].
- b) Verhältnis des leitfähigen Porenwassers zum Gesamtporenvolumen eines PC-Labormörtels (PC), eines alten PC-Betons (PC 300 alt) und verschiedener modifizierter Mörtel in Abhängigkeit von der vorhergehenden Auslagerungsluftfeuchtigkeit. Weitere Details s. [61].
- c) Gelporengehalt vs. nichtleitfähiger Wassergehalt nach Auslagerung bei verschiedenen Luftfeuchtigkeiten [61].

Der spez. elektrische Widerstand des Betonporenwassers ρ_{PW} ist nur wenig von der Betonfeuchtigkeit abhängig und beträgt bei jungen Mörteln etwa 10 bis 20, bei alten Betonen etwa 20 bis 30 Ωm [61]. Der nichtleitende Wassergehalt entspricht in etwa dem Gelporenvolumen (Bild 26c). Dies bedeutet, dass

- das in den Gelporen, an der inneren Oberfläche des Zementsteins stark adsorbierte Wasser nicht mobil ist und nichts zur Leitfähigkeit des Betons beiträgt.
- hauptsächlich das über die Kapillarkondensation aufgenommene Wasser im Beton mobil ist.

Der elektrische Widerstand steht damit in einem engen Zusammenhang mit dem Wassertransport im Beton (Bild 16).

Der spez. Widerstand des Betonporenwassers wird durch den Gehalt und die Beweglichkeit der darin gelösten Salze und durch die strukturellen Gegebenheiten des Zementsteins bestimmt. Im chloridfreien Beton sind es vorab die Salze $\text{Ca}(\text{OH})_2$, KOH und NaOH , welche den elektrischen Widerstand beeinflussen. Weitere im Porenwasser gelöste Ionen, wie z.B. Cl^- - und SO_4^{2-} -Ionen, reduzieren den Widerstand. Aus den verschiedenen, nicht systematischen Untersuchungen kann entnommen werden, dass höhere Chloridgehalte den spez. Widerstand gegenüber chloridfreiem Beton um bis zu 50% vermindern [91-94].

Die elektrische Leitfähigkeit geht erst bei Temperaturen unter -25 bis -40 $^{\circ}\text{C}$ gegen Null, da erst dann das in den Gelporen und in den feinen Kapillarporen vorhandene Wasser gefriert. Die Temperaturabhängigkeit von ρ_{C} kann gemäß [39,75] mit der Gleichung 9 beschrieben werden.

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

Gl. 9

$\rho_{c,0}$ spez. Beton- oder Mörtelwiderstand bei T_0 (T_0 etwa zwischen -25 und -40 °C)
 T, T_0 absolute Temperatur in K
 b_ρ Konstante in K.

Für b_ρ wurden Werte zwischen 2100 und 5500 K gefunden [39,75].

Die relative Änderung des elektrischen Widerstandes des Deckbetons eines Bauteils kann z.B. mittels der Pulsmessung [5] bestimmt werden. Die Bestimmung des spez. elektrischen Widerstandes ist aufwendiger und kann z.B. über die 4-Punkt-Messung nach Wenner erfolgen [3,53,54,75,95-97]. Kommerzielle Geräte sind hierzu vorhanden. Dabei sind die spezifischen Gegebenheiten des Stahlbetons zu berücksichtigen. Insbesondere von Bedeutung sind die Bewehrungsstähle und die allenfalls vorhandene hochohmige Oberflächenschicht (s. [75] sowie Kap. 8.6.1 und 8.6.3). Bewehrungsstähle können das Messresultat verfälschen, da sie zum Beton elektrisch parallel geschaltet sind und eventuell einen gewissen Anteil des Messstromes aufnehmen und weiterleiten. Die Wennermethode zur Widerstandsmessung könnte in modifizierter Form auch an Bohrkernen angewendet werden. Dabei müssten am ausgebohrten Bohrkern geeignete Messelektroden angebracht werden. Danach müsste der Bohrkern wieder ins Bohrloch eingesetzt und der zwischen Bohrkern und Bohrlochwand vorhandene Luftspalt mit einem geeigneten Feinmörtel verfüllt werden. Mit solchen Messungen könnte auch der oberflächennahe Bereich erfasst und untersucht werden.

Die Messung der relativen Luftfeuchtigkeit in Bohrlöchern erlaubt nur dann einen Rückschluss auf den spez. Betonwiderstand, wenn entsprechende Eichkurven vorhanden sind (s. **Bild 25**).

Eine andere, vorab für Neubauten geeignete Möglichkeit zur Bestimmung des elektrischen Widerstandes ergibt sich durch das Einlegen von speziellen Messkörpern. Damit können Veränderungen der Betonfeuchtigkeit auch in der oberflächennahen Zone verfolgt werden [39,98].

4.6 Sauerstoffdurchlässigkeit des Betons

Der Sauerstoffgehalt des Betons um die Bewehrung hat sowohl auf das Gleichgewichtspotential der Sauerstoffelektrode und damit auf das Korrosionspotential der Bewehrung wie auch auf die kathodische Stromdichte einen wesentlichen Einfluss (s. Kap. 3.3). Für eine Beurteilung darf man aber wegen der eventuellen Wirkung von Makroelementen nicht nur das Sauerstoffangebot an der Bewehrung der exponierten oder der korrosionsgefährdeten Bauteilseite betrachten, sondern man muss das Sauerstoffangebot aller Bewehrungslagen eines Bauteils, manchmal sogar eines ganzen Bauwerkes mitberücksichtigen.

Die Überdeckung hat auf den Sauerstoffgehalt auf der Höhe der Bewehrung einen von den Gegebenheiten abhängigen Einfluss. Bei gleichmässiger Betonfeuchtigkeit im Deckbeton und damit einem konstanten Diffusionskoeffizienten für Sauerstoff wird das Sauerstoffangebot an der Bewehrung bei der Erhöhung der Überdeckung von 20 auf 40 mm um den Faktor 2 reduziert. Unter praktischen Bedingungen ist die Reduktion aber in der Regel deutlich grösser. Der Wasserfüllungsgrad der Poren im Innem des Betons (Kembeton) ist i.a. höher als in der äussersten Schicht (Atmungszone). Dadurch nimmt der Diffusionskoeffizient für Sauerstoff im Beton tendenziell von aussen nach innen ab (**Bilder 8 und 22**) und es stellt sich ein nicht linearer Sauerstoffgradient von aussen nach innen ein. Um unter diesen Bedingungen das Tiefenprofil des Sauerstoffgehaltes abzuschätzen, müsste das 2. Fick'sche Diffusionsgesetz mit einem tiefenabhängigen Diffusionskoeffizienten angewendet werden. Eine höhere Überdeckung wirkt sich also indirekt über den Füllungsgrad der Poren mit Wasser auf das Sauerstoffangebot an der Bewehrung aus. Dieser Aspekt ist im Zusammenhang mit der Deutung des Einflusses der Überdeckung auf den kritischen, lochfrassauslösenden Chloridgrenzwert von Bedeutung (s. Kap. 5.6.3).

Aufgrund der Abhängigkeit des O_2 -Diffusionskoeffizienten von der Betonfeuchtigkeit und, da zur Aufrechterhaltung der Passivität Sauerstoff verbraucht wird, entsteht um die Bewehrung ein Sauerstoffgradient. Eine sehr starke Abnahme des Sauerstoffangebotes an der Bewehrung kann erst dann erwartet werden, wenn die Betonfeuchtigkeit bereits im Deckbeton die Sättigungsgrenze erreicht (**Bild 8**). Dies dürfte aber in der Praxis, abgesehen von Bauteilen im Wasser, eher selten der Fall sein.

Zusammenfassend können wir folgern, dass in den meisten Fällen für das Sauerstoffangebot an der im Beton liegenden Bewehrung nicht die Sauerstoffkonzentration des Wassers oder der Luft, welche das Bauteil umgibt, entscheidend ist, sondern die vom Füllungsgrad der Poren mit Wasser abhängige Diffusions-

geschwindigkeit des Sauerstoffs durch den Deckbeton bis zur Bewehrung. Das Sauerstoffangebot an der Bewehrung hat aber, abgesehen von vollständig und dauernd im Wasser eingetauchten Bauteilen, wegen der zumeist grossen bis sehr grossen Kathoden- zu Anodenverhältnisse (s. Kap. 3 und 7) auf die Korrosionsgeschwindigkeit i.a. keinen entscheidenden Einfluss.

Die Sauerstoffdurchlässigkeit wurde bis heute praktisch nur unter Laborbedingungen gemessen (s. z.B. [53, 54]). Mit den von Paulmann [51] und Torrent et al. [53, 54] vorgeschlagenen Verfahren kann die Sauerstoffdurchlässigkeit am Bauwerk direkt untersucht werden. Sauerstoffpermeabilität und Sauerstoffdiffusionskoeffizient stehen in einer direkten Beziehung zueinander (**Bild 27**). Verfahren zur Messung des Sauerstoffgehaltes im Beton vor Ort befinden sich erst in der Entwicklungsphase [99].

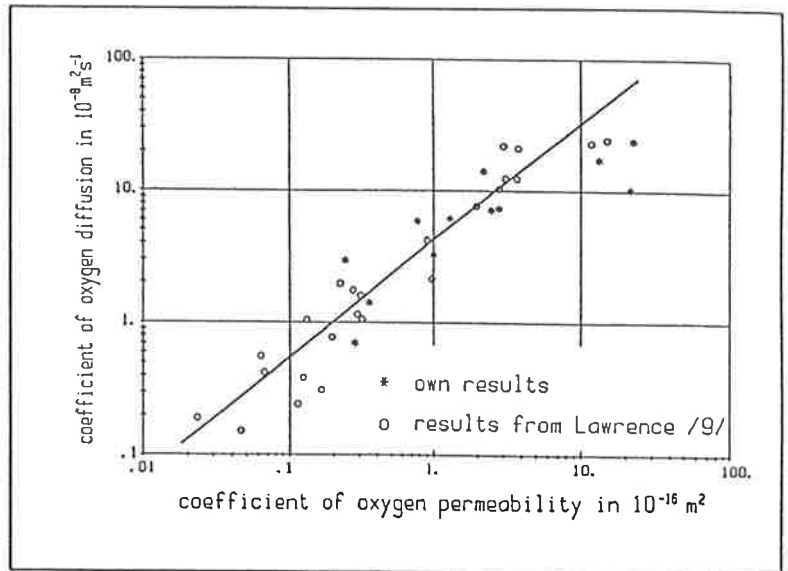


Bild 27

Korrelation zwischen dem O_2 -Diffusionskoeffizienten und der O_2 -Permeabilität [34].

5 Chloride im Beton

5.1 Allgemeines

Es ist heute Allgemeinwissen, dass bei erhöhten Gehalten an Chloriden im Beton die chloridinduzierte Korrosion oder Chloridkorrosion auftreten kann. In Hunderten von Arbeiten wurde dieses Thema behandelt. Allgemein akzeptiert ist auch der grundsätzliche Mechanismus dieser Korrosionsart. Dabei wird davon ausgegangen, dass es beim Überschreiten eines kritischen Chloridgehaltes an der Bewehrungsoberfläche in einem ersten Schritt zum lokalen Durchbrechen der Passivschicht kommt. Das sich an diese Lochkeimbildungsphase anschließende Lochwachstum kommt nur bei sehr drastischen Änderungen der äusseren Korrosionsbedingungen zum Stillstand. Mit fortschreitendem Wachstum nimmt der pH-Wert in der Angriffsstelle ab, die Chloridkonzentration hingegen zu. Dadurch stabilisieren sich die ungünstigen Verhältnisse in der Angriffsstelle.

Die chloridinduzierte Korrosion führt zu Anfressungen mit relativ kleinen Abmessungen. Der Nahbereich solcher Löcher wird nicht angegriffen. Die korrodierende und die nichtkorrodierende, d.h. die nach wie vor passive Oberfläche der Bewehrung bilden ein starkes Makroelement.

Gleichmässig hohe bis sehr hohe Chloridgehalte auf Bewehrungsniveau können zu einer Vielzahl von Löchern führen, die mit der Zeit zusammenwachsen. Dies führt dann praktisch zu einem, von der Erscheinungsform her, eher flächenhaften Abtrag.

Liegt die Bewehrung im karbonatisierten Beton, so kann die Korrosion durch die gleichzeitige Anwesenheit von Chloriden verstärkt werden. Dies rührt daher, dass die Chloride die Leitfähigkeit des Betons stark erhöhen und der karbonatisierte Beton weniger Chloride zu binden vermag.

Umgekehrt kann Lochkorrosion an der Bewehrung schon bei relativ niedrigen Chloridgehalten ausgelöst werden, wenn gleichzeitig der pH-Wert des Betonporenwassers durch die Karbonatisierung des Betons erniedrigt ist. Dies lässt sich damit erklären, dass das Lochfrasspotential mit abnehmendem pH-Wert negativer, das Korrosionspotential gleichzeitig in der Tendenz positiver wird. Unter diesen Umständen resultiert eher ein muldenförmiger bis flächenhafter Angriff.

Fehlt aber der für die kathodische Teilreaktion notwendige Sauerstoff, z.B. bei vollständig durchnässtem Beton, so tritt Lochkorrosion auch dann nicht ein, wenn der Chloridgehalt extrem hoch ist (z.B. bei Bauteilen, welche dauernd mit Meerwasser in Kontakt sind).

Das Risiko für Chloridkorrosion nimmt grundsätzlich zu:

- mit steigendem Gehalt an freien, d.h. nicht gebundenen Chloriden im Beton
- mit abnehmendem pH-Wert des Porenwassers
- mit positiverem Korrosionspotential.

Bei chloridbelasteten Bauteilen ergibt sich daraus ein steigendes Risiko mit

- zunehmender Chlorid-Konzentration auf der Bauteilaussenseite
- zunehmende Häufigkeit der Chloridbeaufschlagung
- zunehmendem Trocknungsgrad des Betons vor der Chloridbeaufschlagung
- zunehmender Belastungszeit
- zunehmendem Chloridgehalt im Beton
- abnehmender Überdeckung
- zunehmendem W/Z-Wert
- zunehmende (Kapillar)porosität des (Deck)betons
- abnehmendem Zementgehalt
- abnehmender Bindekapazität des Zementes für Chloride
- abnehmendem pH-Wert des Betonporenwassers (zunehmender Karbonatisierung des Deckbetons, zunehmender Gehalt an wenig oder nicht alkalischen Komponenten im Zementstein, abnehmende Pufferkapazität des Zementes)

5.2 Herkunft der Chloride im Beton

Im Tief- und im Hochbau gibt es eine ganze Palette von möglichen Quellen für Chloride. Zu berücksichtigen sind neben den salzartigen Verbindungen (z.B. NaCl) auch die gasförmigen Verbindungen. So kann z.B. Chlorwasserstoff (HCl) mit Wasser rasch reagieren und Chloride freisetzen. Die folgende, unvollständige Liste enthält einige Beispiele aus der Praxis:

- Tausalze
- chloridverseuchtes Anmachwasser
- chloridverseuchte Zuschlagsstoffe
- CaCl_2 als Beschleuniger der Hydratationsreaktion
- Brand von PVC: setzt HCl-Gas frei
- chloridverseuchtes Grund- oder Löschwasser
- Magnesiaböden, Estriche, evtl. in Kombination mit Wassereinbrüchen
- Rauchgase (z.B. bei Kehrichtverbrennungsanlagen)
- chloridverseuchte Luft (z.B. bei Bauten in Meeresnähe)
- Lagerhallen (z.B. bei Käseereien oder Gerbereien)
- undichte Behälter und Rohrleitungen mit Salzlösungen
- Abwasserreinigungsanlagen mit Abwasser aus Industriebetrieben (z.B. aus galvanischen Betrieben)
- chlorhaltige Reinigungsmittel (z.B. bei Wasserbauten: Reinigung von Reservoirs mittels Javel-Wasser)
- Solebäder (stark chloridhaltiges Wasser, analog Meerwasser)
- Lager für Salze des Strassendienstes
- Schwimmbadwasser mit Chlorgas als Desinfektionsmittel (z.B. defekte oder unterdimensionierte Leitungen).

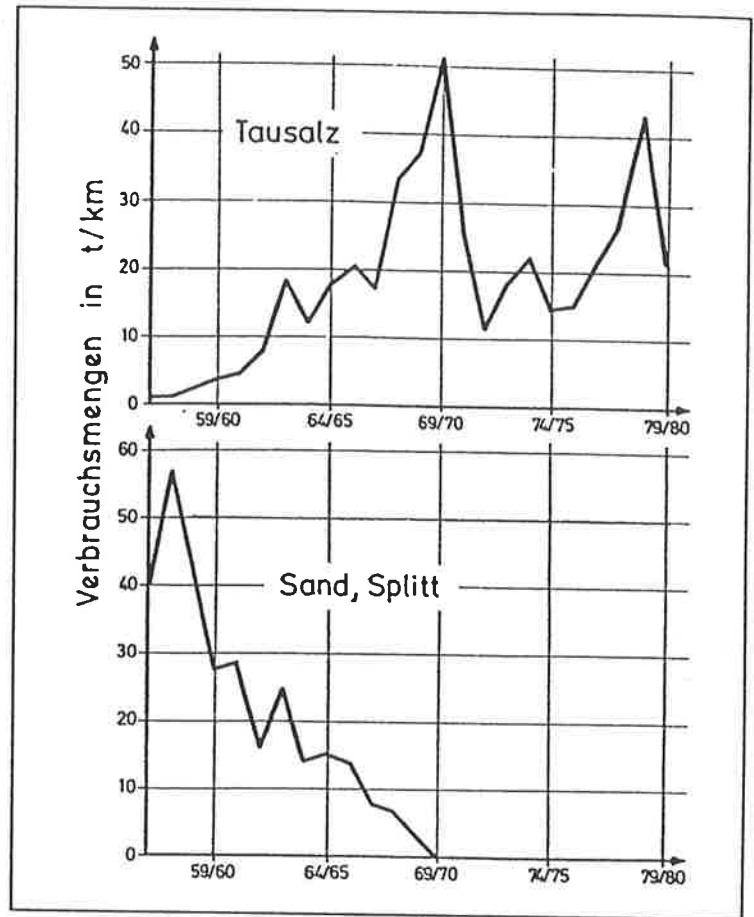


Bild 28

Verbrauch von Streusalz und Sand/Splitt auf den deutschen Autobahnen [100].

Bei Verkehrsbauten ist selbstverständlich in erster Linie das Tausalz zu nennen. Dabei gelangen, je nach den herrschenden Temperaturen, folgende Tausalze zum Einsatz [100]:

- NaCl (Natriumchlorid) bei Lufttemperaturen bis etwa $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$
- MgCl_2 (Magnesiumchlorid) bei Lufttemperaturen bis etwa $-15\text{ }^{\circ}\text{C}$
- CaCl_2 (Kalziumchlorid) bei Lufttemperaturen bis etwa $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$.

NaCl wird dabei am häufigsten angewendet, weil die Temperaturen häufig zwischen 0 und $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$ liegen und es billiger als die anderen Salze ist. Im Gegensatz zum NaCl wird beim Lösen von CaCl_2 Wärme freigesetzt [82].

Ende der 30er Jahre wurde NaCl als ein geeignetes Mittel zur Bekämpfung von Glatteis erkannt. In Deutschland wurde nach dem Krieg im Winter 1956/57 ein erneuter Versuch durchgeführt [82]. Zu Beginn der 60er Jahre wurde das bis zu jener Zeit (und heute wieder erneut) übliche Ausstreuen von Splitt und Sand durch den Einsatz von Streusalz praktisch vollständig abgelöst (Bild 28). Heute wird aber aus ökologischen Gründen versucht, den Tausalzaustrag zu reduzieren.

Dass Autos die Chloride auch dorthin verschleppen, wo kein Tausalz ausgetragen wurde, ist mittlerweile aus vielen Untersuchungen in Tunnels und Parkgaragen hervorgegangen.

In gewissen Gegenden der Welt wurden und werden zur Herstellung von Beton chloridhaltige Ausgangsstoffe eingesetzt. Dies ist meist nicht eine Frage der Unkenntnis, sondern eine Frage des Geldes: Trinkwasser

ist z.B. in den Ländern des arabischen Golfs sehr teuer und damit auch das Reinigen und Waschen der chloridhaltigen Zuschläge mit chloridfreiem Wasser. CaCl_2 als Beschleuniger hatte z.B. in England und in den USA bis vor relativ kurzer Zeit noch eine gewisse Bedeutung. In Deutschland ist der Einsatz von CaCl_2 schon seit 1963 nicht mehr zugelassen, in England erst seit 1977 [82,101]. In der Schweiz ist der Chloridgehalt des Anmachwasser hinsichtlich der Chloridkorrosion ohne Bedeutung, da der Chloridgehalt der schweizerischen Grundwässer i.a. gering ($<30 \text{ mg/l}$) ist. Der daraus resultierende Chloridgehalt liegt daher meist wesentlich unter $0.01 \text{ M.}\%/\text{Z}$.

5.3 Wie kommen die Chloride in den Beton?

Abgesehen vom chloridhaltigen Anmachwasser oder von chloridhaltigen Zuschlagsstoffen gelangen Chloride zur Hauptsache durch kapillares Saugen und durch Diffusion in den Beton (s. Kap. 4.4).

Der schnellste Eintrag von Chloriden in den Beton ergibt sich ohne Zweifel dann, wenn relativ trockener Beton sich mit chloridhaltigem Wasser vollsaugt. Dieser Vorgang wird kapillares Saugen genannt. Der kapillare Saugvorgang ist umso intensiver, je trockener der Beton vor der Chloridbeaufschlagung ist. Auf diese Weise können sehr schnell und bis in tiefere Lagen grössere Chloridmengen eingetragen werden (periodische Beaufschlagung durch Kontakt- und Spritzwasser). Beim Abtrocknen eines solchermassen belasteten Betons bleiben die Chloride im Beton zurück. Wiederholt sich dieser Vorgang des Aufsaugens und Trocknens in den Wintermonaten häufig und über Jahre, so überrascht es nicht, dass man Chloridgehalte bis über $5 \text{ M.}\%/\text{Z}$ [27,30,86] findet. Wesentliche Einflüsse, welche diese Anreicherung beschleunigen sind damit:

- häufige Trocken/Nass-Zyklen mit raschem Abtrocknen
- hohe Betonporosität (z.B. hoher W/Z-Wert, schlechte Verdichtung, schlechte Nachbehandlung) und grosse Atmungszone des Deckbetons
- hoher Trocknungsgrad des Betons vor der Chloridbeaufschlagung.

Da Zementstein eine gewisse Menge Chloridionen physikalisch binden kann, hat er zumindest während der anfänglichen Belastung eine Art Filterwirkung (vgl. Bild 20). Dies und die gegenüber Wasser geringere Mobilität der Chloridionen führt rasch zu relativ steilen Chloridgradienten. Bei wiederholter Belastung erschöpft sich dann die Filterwirkung und die Chloridfront dringt weiter in die Tiefe.

Die reine Chloriddiffusion tritt in der Praxis nur bei Bauteilen mit homogener Betonfeuchtigkeit (z.B. bei vollständig wassergesättigtem Beton, bei Bauteilen in der Dauertauchzone oder bei nachträglich abgedichteten oder beschichteten Bauteilen) auf. In realen Bauteilen laufen Diffusion und Kapillartransport zumeist gleichzeitig und nebeneinander ab. Je nach Situation dürfte die eine oder andere Transportart überwiegen. Der Chlorideintrag in ein Bauteil über einen reinen Diffusionsprozess ist verglichen mit dem kapillaren Saugen weniger rasch. In einer neueren Arbeit von Page et al. [102] ist die Chloridaufnahme von Betonen unter konstanter, wöchentlicher und monatlicher Beaufschlagung mit chloridhaltigem Wasser untersucht worden. Die aus dieser Belastung resultierenden Chloridprofile nach 2 Jahren sind in Bild 29 für einen PC-Beton dargestellt. Der Einfluss des kapillaren Saugens ist vorab in der Atmungszone (in Bild 29: 25 bis 30 mm) gut ersichtlich. Dabei führt die monatliche Beaufschlagung zu noch höheren Chloridgehalten als die wöchentliche Beaufschlagung, da die Betonfeuchtigkeit der Atmungszone vor der Chloridbeaufschlagung beim monatlichen Zyklus tiefer war als beim wöchentlichen Zyklus. Bei einer zyklischen Belastung ist für die Chloridanreicherung also nicht die Zahl der Zyklen alleine massgebend, sondern wegen der gegenüber der Wasseraufnahme langsameren Wasserabgabe von Beton ebenso sehr die Trocknungsbedingungen (Temperatur, relative Luftfeuchtigkeit, vorherrschende Windrichtung und Windgeschwindigkeit

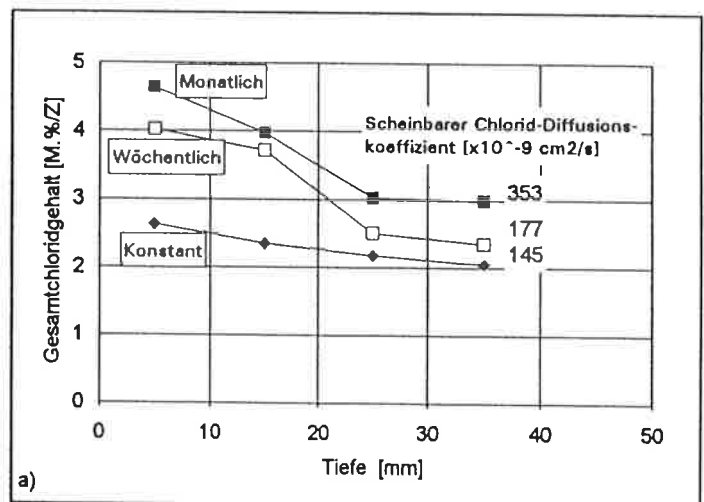


Bild 29

Chloridprofile bei einem PC-Beton (Maximalkorn: 10 mm; W/Z = 0.5) nach konstanter, wöchentlicher und monatlicher Beaufschlagung mit 5 M. %iger Chloridlösung nach 2 Jahren [102].

keit) und der Trocknungsgrad vor der Beaufschlagung. Lange Trocknungszeiten und kurze Nasszeiten können sich daher u.U. weit ungünstiger auswirken als kurze Trockenzeiten und lange Nasszeiten.

Noch höhere Chloridgehalte resultieren unter der Wirkung des permanenten kapillaren Saugens, eine Situation, wie sie in Bild 24d dargestellt ist. In den Bildern 30a bis c ist das Verhältnis der Chloridgehalte in der Wechsellauzone (WTZ) und in der kapillaren Saugzone über dem Wasserspiegel (KZ) zum Chloridgehalt in der Dauertauchzone (DTZ) dargestellt. Sie zeigen den Einfluss der Betonzusammensetzung, des W/Z-Wertes und des Grösstkorns. So beträgt nach 4 Jahren in der Randzone der Versuchskörper das Verhältnis WTZ/DTZ etwa 1.5 bis 3 (vergleichbar mit Bild 29). Das Verhältnis KZ/DTZ hingegen beträgt für die Betone P1 und P2 etwa 4 bis 6 (Bild 30a). Der weit dichtere Beton H1 mit Schlackenzement weist gegenüber den Betonen P1 und P2 ein mit der Tiefe rasch abnehmendes KZ/DTZ-Verhältnis auf (geringeres kapillares Saugen). Bei gleicher Betonzusammensetzung steigt das Verhältnis KZ/DTZ tendenziell mit abnehmendem W/Z-Wert (Bild 30b) und Grösstkorndurchmesser (Bild 30c).

Die vielleicht überraschenden Ergebnisse in den Bildern 30a bis c lassen nur einen Rückschluss zu auf die Bedeutung der Porenradialverteilung (s. Bild 21) und der Betonqualität (s. Bild 11) hinsichtlich der Intensität und Wirkung des kapillaren Saugens im Vergleich zu den übrigen Transportmechanismen, nicht aber auf die Höhe des Chloridgehaltes. Betonqualitäten mit mehr und grösseren Kapillarporen führen zu höheren Chloridgehalten, auch wenn der Einfluss des kapillaren Saugens geringer ist als bei Betonen mit weniger und kleineren Kapillarporen. So liegt der Chloridgehalt beim Beton mit einem Grösstkorn von 8 mm deutlich unter jenem mit einem Maximalkorn von 16 mm, und der Chloridgehalt beim Beton mit einem Grösstkorn von 16 mm unter dem Beton mit einem Maximalkorn von 32 mm [30]. Ganz ähnlich ist der Einfluss des W/Z-Wertes. In Übereinstimmung damit und mit dem in den vorhergehenden Kapiteln 4.1, 4.3 und 4.4 gemachten Aussagen fanden Page et al. [102] beim PC-Beton deutlich höhere Chloridgehalte und -diffusionskoeffizienten als beim entsprechenden Zementstein von Portlandzement (Faktor 1.5 bis 2).

Unter praktischen Bedingungen können neben den vorher erwähnten Faktoren auch Frost- und Frost/Tausalzschäden (erhöhen den freien Chloridgehalt) und die Karbonatisierung des Betons (erniedrigt die Porosität) die Chloridprofile beeinflussen [40].

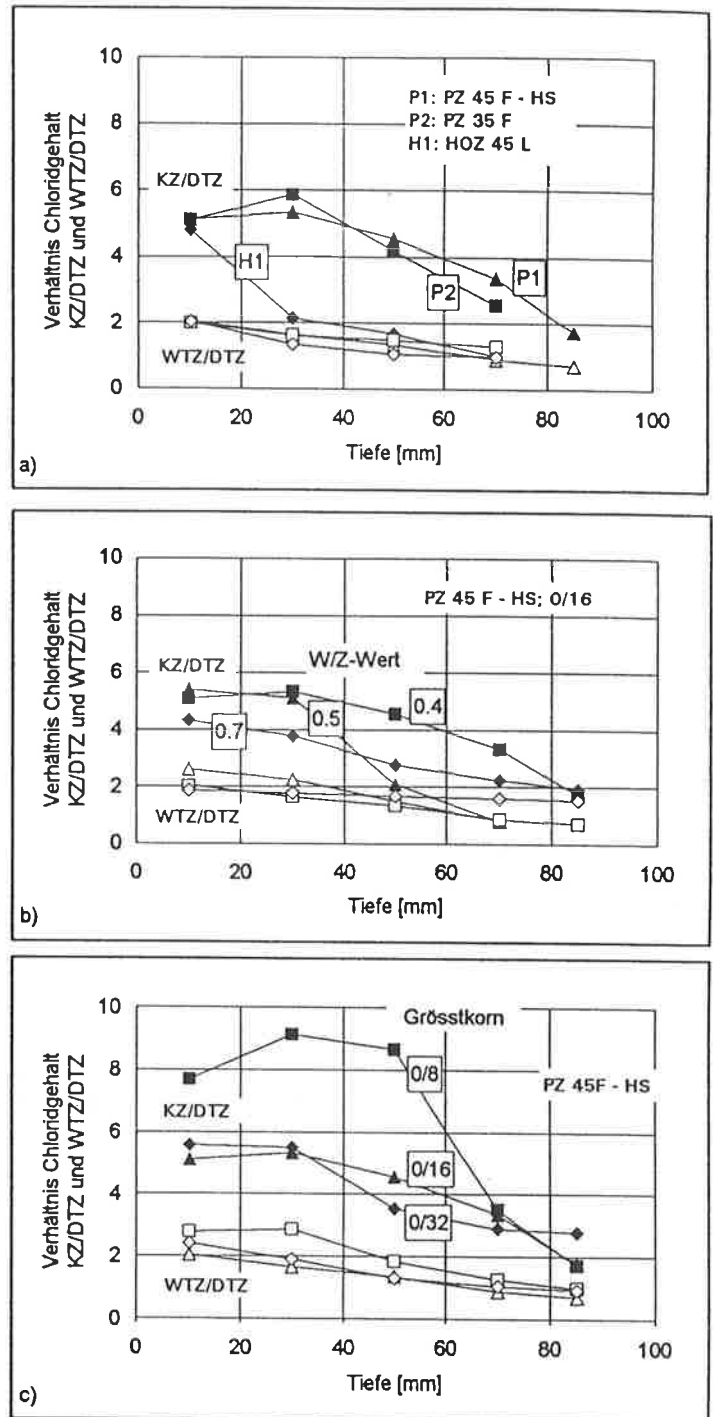


Bild 30

Einfluss der Zementsorte (a), des W/Z-Wertes (b) und des Grösstkorndurchmessers (c) auf das Verhältnis des Chloridgehaltes KZ/WTZ und WTZ/DTZ; Daten aus [30].

KZ kapillare Saugzone über dem Wasserspiegel.
 WTZ Wechsellauzone.
 DTZ Dauertauchzone.

Nach längerer Belastung können aus aktuellen Chloridprofilen über das 2. Fick'sche Gesetz **Chlorid-diffusionskoeffizienten** errechnet werden (s. z.B. [103]). Bei zyklisch belasteten Bauteilen handelt es sich dabei allerdings nur um scheinbare und nur für das betreffende Bauteil mit den spezifischen Expositionsbedingungen gültige Diffusionskoeffizienten. Die berechneten Diffusionskoeffizienten sind bei zyklischer Belastung grösser als bei Bauteilen, welche konstanten Bedingungen ausgesetzt waren und bei denen kapillare Saugvorgänge keine Rolle spielten (**Bilder 21 und 29**). Die berechneten Diffusionskoeffizienten werden mit zunehmender Belastungszeit kleiner [30,52,102,104,105]. Mögliche Ursachen für diese zeitliche Abnahme sind z.B.: Nachhydratation (Porositätsabnahme), Verstopfen der Poren und Zunahme der Betonfeuchtigkeit wegen der hygroskopischen Eigenschaften der Salze. Insgesamt wird dadurch die Atmungstiefe und die Wirkung des kapillaren Saugens reduziert [30].

Der Chloridgehalt und das Chloridprofil der **Deckschicht** (Atmungszone), welche wegen des erhöhten Zementgehaltes und W/Z-Wertes eher poröser ist als der Kembeton [55], werden demnach zumindest bei der anfänglichen Belastung vorwiegend durch die Intensität des kapillaren Saugens bestimmt [52,105]. Demgegenüber stehen für den Chloridgehalt des **Kernbetons** eher Diffusionsprozesse im Vordergrund. Ein einmal gebildeter Konzentrationsgradient in der Deckschicht ist die treibende Kraft für den Diffusionsprozess, welcher die Chloride in die tieferen Schichten des Kembetons verfrachtet. Wie weit die Chloride über den Diffusionsprozess in den Kembeton gelangen, ist weitgehend von der **Betonfeuchtigkeit** abhängig, da, wie schon vorher erwähnt wurde, der Chlorid-Diffusionskoeffizient mit abnehmender Betonfeuchtigkeit rasch kleiner wird. Dies bedeutet, dass einseitig mit Chlorid beaufschlagte Bauteile, wie z.B. Brückenplatten, tendenziell eher eine weniger tiefreichende Chloridverseuchung aufweisen als z.B. hinterfüllte, feuchte Stützwände.

Die **Migration** von Chloriden wurde im Zusammenhang mit dem kathodischen Korrosionsschutz und mit der elektrochemischen Entsalzung bereits eingehend untersucht [67,86,87,89]. Erwartungsgemäss nimmt der über die Chloridionen transportierte Stromanteil mit zunehmender Chloridkonzentration zu.

Über den Transport von Chloriden infolge **hydraulischer Strömung** oder infolge einer **Wasserdampf-partialdruckdifferenz** gibt es praktisch keine Untersuchungen.

Die **Expositionsbedingungen der Bauteile**, d.h. die Art und Intensität der Beaufschlagung mit chloridhaltigem Wasser und die klimatischen Verhältnisse (Temperatur, relative Luftfeuchtigkeit, Windrichtung und -stärke) bestimmen neben der Betonqualität den Chloridgehalt und das Chloridprofil im Beton. Es ergibt sich die folgende, teilweise überlappende **Reihenfolge**:

- a) **Trockene Beaufschlagung** durch chloridhaltige Luft, Deposition der Chloride auf der Oberfläche ohne Eindringen in tiefere Schichten (z.B. Hinterseite von hinterlüfteten Fassaden, Abluftkanäle, Innenseite von Rauchgaskaminen):

wenig bis kein flüssiges Wasser, kaum kapillares Saugen.

- b) **Feuchte Beaufschlagung** durch chloridhaltigen Sprühnebel oder chloridhaltige Luft (z.B. Untersicht von Überführungen über Strassen, Untersicht von Galeriedecken, oberer Teil von Stützen oder Galerierückwänden, Bauten in Meeresnähe, Innenseite von Rauchgaskaminen mit zuviel Fremdluft oder zu tiefen Abgastemperaturen):

wenig flüssiges Wasser, kapillares Saugen gering.

- c) Relativ seltenes, periodisches **Austrocknen und periodischer Kontakt** mit (an)stehendem, chloridhaltigem Wasser; z.B. unter Fahrbelägen:

kapillares Saugen und Diffusion (Betonfeuchtigkeit relativ hoch).

- d) **Ständiger Kontakt mit chloridhaltigem Wasser**, ==> ganzer Bauteilquerschnitt wassergesättigt (z.B. Bauteile im Meerwasser):

Eintrag primär über Diffusion und nicht über kapillares Saugen.

- e) Relativ häufiges, periodisches und **stärkeres Austrocknen und periodische Beaufschlagung durch chloridhaltiges Spritzwasser** (Bereich OK Terrain bis auf eine Höhe von bis zu 4 m, z.B. bei Stützen und Galerierückwänden). Der Spritzwasserbereich ist bei Verkehrsbauten i.a. deutlich an der Feucht-Nass-Grenze erkennbar. Je nach lokalen Gegebenheiten sind weitere Aspekte von Bedeutung, wie z.B.

Abstand zur Fahrbahn, Geschwindigkeit und Art der Fahrzeuge (Fahrtwind), vorherrschende Windrichtung und -stärke, Strömungsverhältnisse der Luft am oder um ein Bauteil.

Hierzu gehören zudem kleinere und grössere Bereiche eines Bauteils, welche periodisch und stärker austrocknen können und periodischen Kontakt mit (ab)fließendem, chloridhaltigem Wasser aufweisen, wie z.B. undichte Fugen, Fahrbahnübergänge, lokal undichter Beton und Risse sowie undichte Anschlüsse oder Durchführungen (z.B. Rohrleitungen):

intensives kapillares Saugen, da Betonfeuchtigkeit zeitweise tief; zudem meist erhöhte Porosität des Deckbetons).

- f) **Ständiger Kontakt mit chloridhaltigem Wasser** von nur einer Seite des Bauteils. Die gegenüberliegende Seite ist luftberührt oder in Kontakt mit Erdreich (z.B. Behälter, Wannen). Eine analoge Situation ergibt sich auch bei im chloridhaltigen Wasser stehenden Bauteilen (z.B. Stützen im Meerwasser):

hydraulische Strömung, kapillares Saugen und Diffusion oder Chlorid- und Wassertransport wegen der Wasserdampfpartialdruckdifferenz.

Diese Reihenfolge, welche nicht mit einem zunehmendem Korrosionsrisiko gleichgesetzt werden darf, soll im folgenden kurz erläutert werden.

Die trockene Beaufschlagung durch Staub- und Russpartikel, an denen Chloridionen adsorbiert, d.h. angelagert sind, führt allenfalls zu oberflächlich hohen Chloridgehalten. Wegen des mangelnden Wassers dringen die Chloride nicht in die Tiefe ein. Dies gilt im wesentlichen auch für die Sprühnebelzone, wo i.a. nur die obersten 10 bis 15 mm erhöhte Chloridgehalte aufweisen. Dabei nimmt der Gehalt mit zunehmender Tiefe rasch ab. Dieser steile Gradient stellt sich ein, da das für das kapillare Saugen notwendige Wasser meistens fehlt und die für eine merkliche Chloriddiffusion notwendige Betonfeuchtigkeit zu tief ist. Zudem ist auch die Intensität der Beaufschlagung weit geringer als im Kontakt- oder Spritzwasserbereich.

Da die Betonfeuchtigkeit des Deckbetons in der Spritzwasserzone von z.B. Stützen und Galerierückwänden nach einer Trockenperiode weit unter 100% liegt, weisen diese Bauteile eher höhere Chloridgehalte auf als z.B. Brückenplatten, deren Deckbeton wegen der den Trocknungsprozess verlangsamenden Wirkung der Abdichtung und des Belags eine mehr oder weniger konstante Feuchtigkeit hat.

Bei vollständig nassem Beton müssen die Chloride im Wasser von aussen nach innen diffundieren. Dieser Prozess führt, wenn er über einen sehr langen Zeitraum ablaufen kann, zu Chloridgehalten im Beton, die der Aussenkonzentration entsprechen. Wenn aber Bauteile aus dem Wasser herausragen oder der Wasserspiegel Schwankungen aufweist (z.B. Stützen im Meerwasser), so können solche Bauteile wegen der o.e. Aufkonzentration (Trocknen des Betons über dem Wasserspiegel, "Dochteffekt") über dem Wasserspiegel Zonen mit wesentlich höheren Konzentrationen aufweisen als im Bereich mit dauermem Kontakt (Bild 30).

5.4 Chlorid-Konzentrationsprofile im Beton

Nach Untersuchungen von Frey [72] kann der Chloridgehalt (als NaCl) im Beton max. etwa 10 M.%/Z betragen. Umgerechnet entspricht dies in etwa der Sättigungskonzentration einer wässrigen Lösung, d.h. einer etwa 5.5 molaren oder 20%igen Chloridlösung. In der Praxis werden aber kaum derart hohe Gehalte beobachtet. Die höchsten oberflächennahen Chloridgehalte wurden beim Beton einer Decke unter einem Magnesiaboden und beim Boden eines wöchentlich gefüllten Ausgleichsbeckens eines Solebades gefunden (Bild 31a,b).

Nebenbei sei angemerkt, dass der Transport von chloridhaltigem Wasser durch ein Bauteil nicht immer zu einer Anreicherung auf der gegenüberliegenden Seite führen muss, wie dies in Bild 24b schematisch dargestellt ist. Wie aus Bild 31c ersichtlich ist, kann die Anreicherung durchaus relativ gering sein. Der Grund hierfür ist die extrem geringe Betonfeuchtigkeit auf der Aussenseite der Wand.

Im Regelfall sinkt der Chloridgehalt des Betons mit zunehmender Tiefe. Bei gleicher Belastung ist das Profil umso steiler, je besser die Betonqualität ist (Bild 23). Bei gleicher Betonqualität ist der Maximalwert zudem umso höher, je höher die vorgängige Chloridbelastung war.

Man beobachtet häufig, dass das Chloridprofil den Maximalwert nicht in der äussersten Betonschicht, sondern erst in einer Tiefe zwischen 10 und 30 mm aufweist. Ein **echter Abfall** des Chloridprofils in der äussersten Schicht kann mehrere, teilweise zusammenwirkende Gründe haben:

- Auswascheffekt durch chloridfreies (Regen)wasser.
- Reduktion des gebundenen Chloridgehaltes, d.h. Freisetzen der gebundenen Chloride durch die
 - Karbonatisierung des Zementsteins (s. Kap. 6).
 - Anwesenheit von SO_4^{2-} -Ionen, welche die Chlorid-Bindekapazität des Zementsteines (vorab von C_3A) reduzieren [50]. Der Sulfatgehalt in der Deckschicht kann wegen des Eintrages von aussen als SO_2 -Gas wie auch wegen der Tatsache, dass mit der Karbonatisierung des Zementsteines Sulfationen freigesetzt werden [106,107], erhöht sein.
- Abwitterung und Frost- oder Frost-/Tausalzschäden des Zementsteins haben zur Folge, dass der Zementstein-gehalt der äussersten Schicht kleiner ist als in den tieferen Zonen.

Im weiteren dürfte es sich in einigen Fällen auch nur um einen **scheinbaren Abfall** handeln, da der Chloridgehalt meist auf die Zementdosierung, d.h. also auf einen Mittelwert des Zementgehaltes und nicht auf den effektiven, in der Deckschicht vorhandenen, meist erhöhten Zementgehalt bezogen wird bzw. werden kann [55].

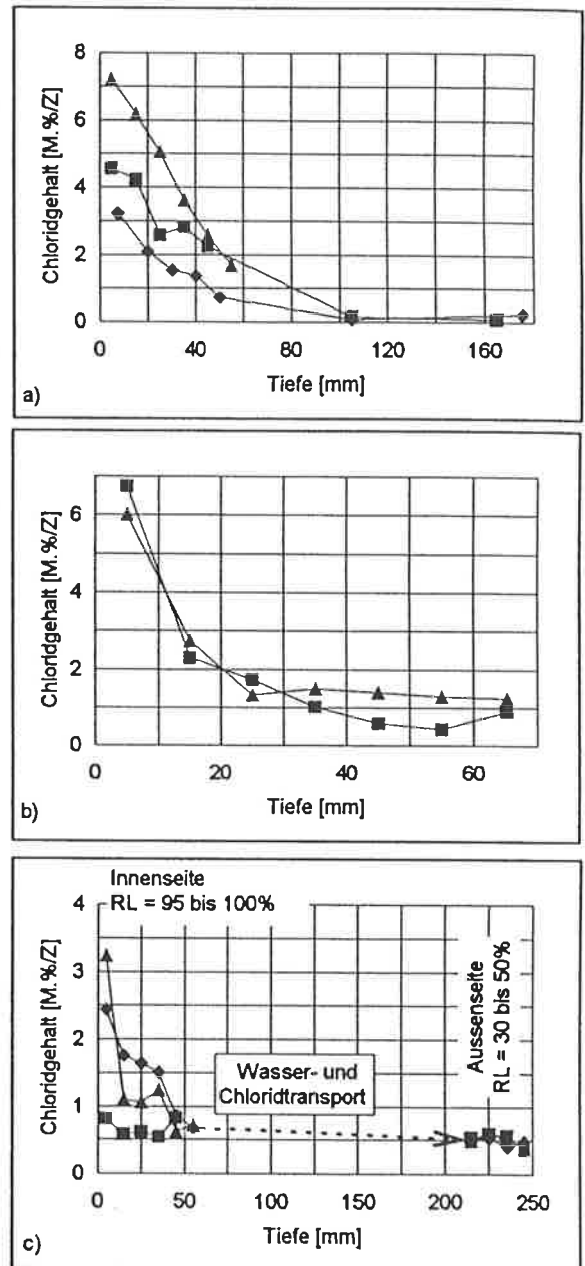


Bild 31
Chloridprofile einer Decke unter einem Magnesiaboden (a) und des erdfühligen Bodens (b) und einer freistehenden Wand (c) des Ausgleichsbeckens eines Solebades (vgl. Bilder 24 b und c).

5.5 Wirkung der Chloride

Chloride haben im Beton eine mehrfache Wirkung. Sie

a) zerstören den Passivfilm auf der Bewehrung und lösen Lochfrass aus: je höher die Konzentration, desto tiefer ist das Lochfrasspotential (Bilder 32 und 33).

b) erniedrigen, wenn sie von aussen in den Beton eindringen, den pH-Wert des Porenwassers, da sie die Löslichkeit von $\text{Ca}(\text{OH})_2$ [100] wie auch von NaOH und KOH erniedrigen (Bild 34). Gemäss [111] nimmt der pH-Wert von $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Lösungen mit steigendem Chloridgehalt ab. Werden die Chloride dem Anmachwasser zugegeben, so wird der pH-Wert des Porenwassers erhöht, da ein Teil der im Zementstein gebundenen OH^- -Ionen gegen Cl^- -Ionen ausgetauscht werden.

c) erhöhen die Betonfeuchtigkeit, da sie hygroskopische Eigenschaften besitzen. Dabei ist der Taupunkt der Salze, d.h. die relative Feuchtigkeit, oberhalb der sie sich verflüssigen, von wesentlicher Bedeutung:

Taupunkt von	
NaCl	78%
MgCl ₂	34%
CaCl ₂	32%.

CaCl₂ kann auch im Beton selbst gebildet werden, wenn genügende Mengen an Chloriden vorhanden sind [20].

d) erhöhen die elektrische Leitfähigkeit des Betons σ_c (s. Kap. 4.5). Detaillierte Untersuchungen zu diesem Einfluss fehlen. Die σ_c -RL-Kurve dürfte vermutlich im Bereiche des Taupunktes eine Unstetigkeit aufweisen (vgl. Bild 25).

Daneben gibt es noch weitere Wirkungen der Chloride im Beton, wie z.B. die Reaktion der Chloride mit Zement, die Wirkung auf die Hydratationsreaktion, Porenstruktur und Festigkeit des Betons (s. z.B. [33,100,112,113]), welche aber hier nicht weiter behandelt werden.

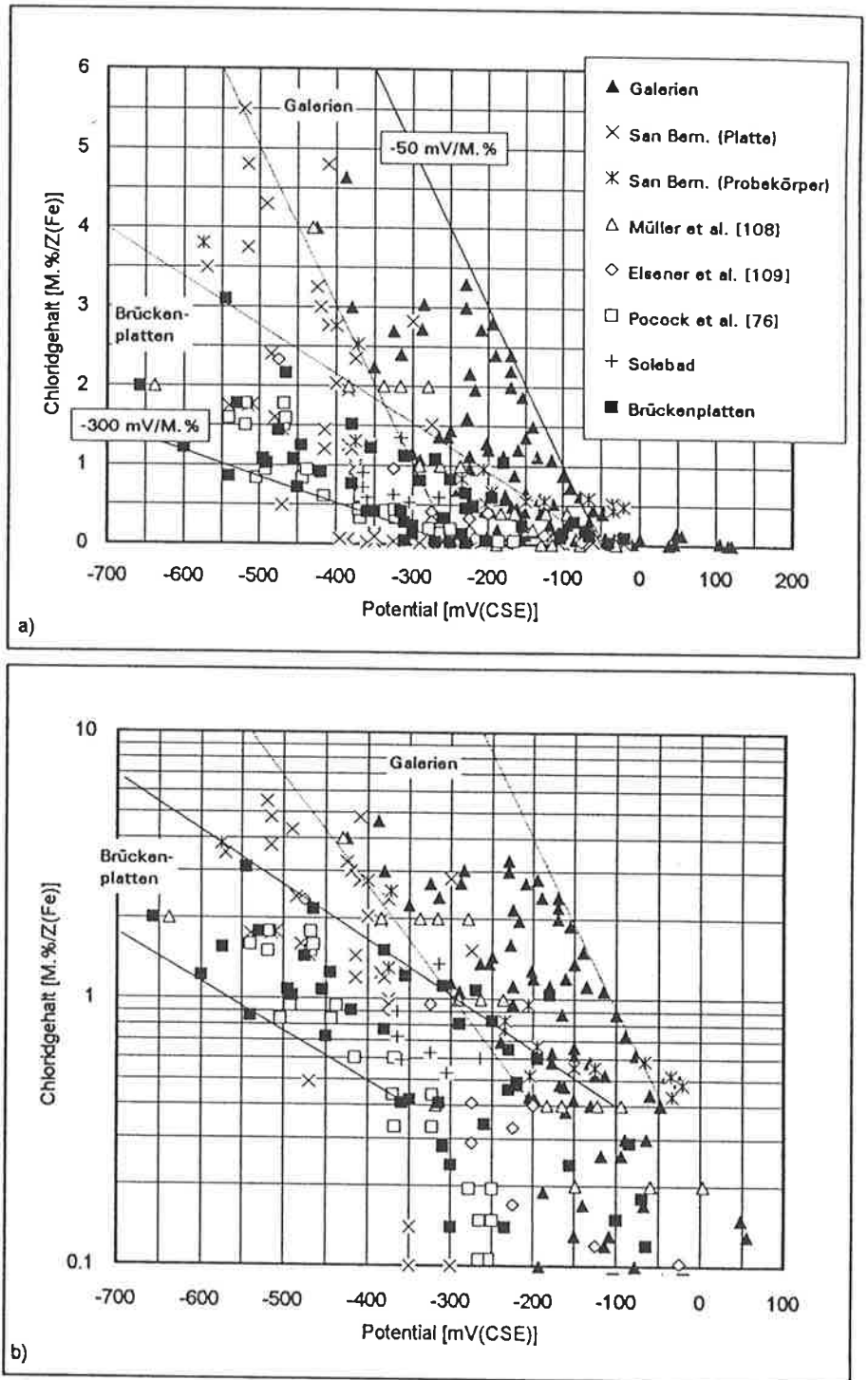


Bild 32
Zusammenhang zwischen Chloridgehalt und Potential; Zusammenfassung der Resultate verschiedener Untersuchungen.

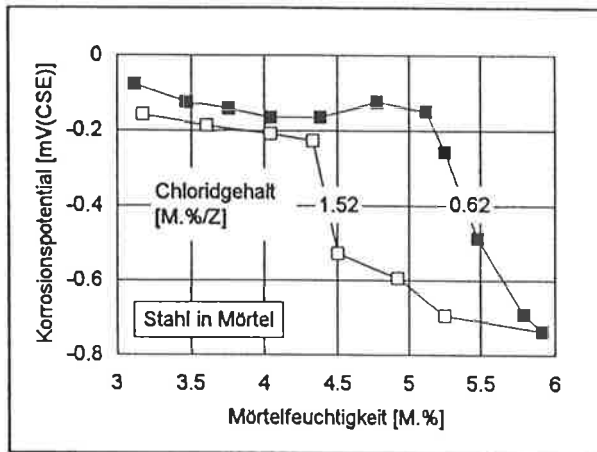


Bild 33
Einfluss des Chloridgehaltes und der Feuchtigkeit auf das Korrosionspotential von Stahl in Mörtel [110].

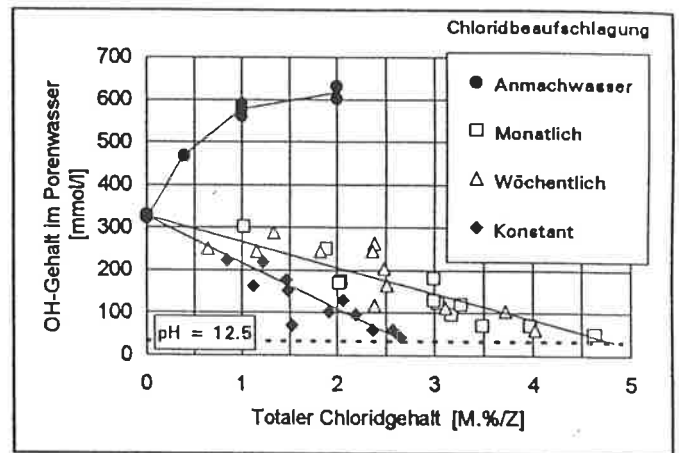


Bild 34
Einfluss der Art der Beaufschlagung mit chloridhaltigem Wasser und des Chloridgehaltes auf den OH-Gehalt im Porenwasser; Daten von [102].

5.6 Gibt es einen kritischen Grenzwert für Korrosion?

5.6.1 Allgemeine Feststellungen

Schon seit langer Zeit sind sich die Fachleute aus Forschung und Praxis einig, dass der Chloridgehalt einen kritischen Wert überschreiten muss, um die Lochkorrosion zu initiieren. Die ersten Arbeiten dazu wurden Ende der 50er Jahre publiziert [14]. Über die Höhe dieses Grenzwertes ist man sich allerdings in all den Jahren nicht einig geworden. Werte zwischen 0.1 und über 1 M.% Cl/Z werden genannt.

Der häufig genannte Grenzwert von 0.4 M.% Cl/Z geht auf Arbeiten von Locher und Richartz aus dem Jahre 1969 über die Chloridbindung im Zementstein zurück [77]. Dieser Wert darf grundsätzlich nicht ohne weiteres mit dem Grenzwert für Chloridkorrosion gleichgesetzt werden. Da die Chloride überwiegend physikalisch und nicht chemisch gebunden sind, bleiben sie beweglich. So konnte Frey [72,103] bei Chlorid-auswanderungsversuchen an alten, chloridverseuchten Betonen zeigen, dass die Chloride vollständig aus dem Beton auswandern und, dass keine Chloride im Beton zurückgehalten werden.

Die Diskussion über den "richtigen" Grenzwert wird teilweise sehr heftig geführt. Dabei wird oft vergessen, dass es den "richtigen" Grenzwert gar nicht geben kann. Im Kap. 3.2 wurde gezeigt, dass für das Auftreten von **Lochkorrosion** die Bedingung $U_{Korr} \geq U_L$ erfüllt sein muss. Wir müssen daher zunächst zwischen den Faktoren unterscheiden, welche das Lochfrasspotential U_L beeinflussen und jenen, welche das Korrosionspotential U_{Korr} verändern (Tabelle 4a,b, s. dazu auch die Bilder 32 bis 34 und das Kap. 3).

Die Bedeutung und Auswirkung dieser Einflussgrößen ist an die belastungsseitigen, konstruktiven, ausführungstechnischen und betontechnologischen Parameter gekoppelt. Zudem ist Beton kein homogener Baustoff. Vielmehr weist er sehr viele Unstetigkeiten und Unregelmässigkeiten auf, z.B. höhere Porosität im Bereiche der Bewehrungsstähe und der Zuschlagskörner (s. Kap. 4.1).

Tabelle 4a Einflüsse auf das Lochfrasspotential U_L

<p>Haupteinflüsse</p> <ul style="list-style-type: none"> - Chloridgehalt auf Bewehrungsniveau - pH-Wert des Betonporenwassers (OH⁻-Ionen wirken inhibierend) - Verhältnis Cl⁻/OH⁻ - Betonfeuchtigkeit
<p>Nebeneinflüsse</p> <ul style="list-style-type: none"> - Zementart und -menge, Bindekapazität des Zementes für Chloride - Gehalt an anderen korrosionsfördernden Stoffen, z.B. Sulfationen - Oberflächenzustand der Bewehrung vor dem Einbetonieren (Rauhigkeit der Oberfläche, blank oder angerostet) - Temperatur

Tabelle 4b Einflüsse auf das Korrosionspotential U_{Korr}

<p>Haupteinfluss</p> <ul style="list-style-type: none"> - pH-Wert des Betonporenwassers. Einflüsse: Karbonatisierung, Auslaugung durch Wasserkontakt, Gehalt an fremden Salzen (z.B. NaCl)
<p>Nebeneinflüsse</p> <ul style="list-style-type: none"> - Sauerstoffgehalt auf Bewehrungsniveau - Betonfeuchtigkeit - Überdeckung der Bewehrung - Betonqualität (Dichtigkeit) des Deckbetons

In chloridfreiem Beton ist $U_{Korr} \ll U_L$. Für gegebene Verhältnisse stellt sich U_{Korr} auf einen mehr oder weniger konstanten Wert ein. Daher muss der Chloridgehalt auf Bewehrungsniveau solange ansteigen oder U_L solange abnehmen, bis die Bedingung für Lochfrass erfüllt ist. **Ein kritischer Chloridgehalt gehört also immer zu einem bestimmten Korrosionspotential.** Damit ist es klar, dass ein **bestimmter Chloridgrenzwert immer nur für ähnliche Bauteile mit**

- ähnlicher Betonqualität und -verarbeitung
- ähnlicher Überdeckung
- ähnlichen Expositionsbedingungen

gültig sein kann. Zudem kann im Zementstein eine gewisse, hauptsächlich von der Zementart abhängige, Menge Chlorid physikalisch gebunden werden.

5.6.2 Gleichgewicht zwischen gebundenen und freien Chloriden

Zwischen den hauptsächlich physikalisch gebundenen und den freien Chloriden besteht ein Gleichgewicht, welches offenbar durch eine lange Reihe von Parametern beeinflusst wird (Bilder 35a bis c und Tabelle 5) [19,28,30,33,58,72,78,85,103,114-117].

Tabelle 5 Einflüsse auf das Gleichgewicht zwischen gebundenen und freien Chloriden

- Zusammensetzung des Zementes, Gehalt an chloridbindenden Komponenten im Zementstein (z.B. Aluminat wie C_3A oder Silikate wie C_3S)
- W/Z-Wert
- Porosität
- Mahlfeinheit des Zementes
- pH-Wert des Porenwassers (Alkaligehalt und Karbonatisierung des Betons)
- Art des Begleitens der Chloride (Na^+ , Ca^{2+} , Mg^{2+})
- Chloridgehalt
- Temperatur
- Hydratationsgrad und Alter des Betons beim Eindringen der Chloride
- Sulfatgehalt des Betons

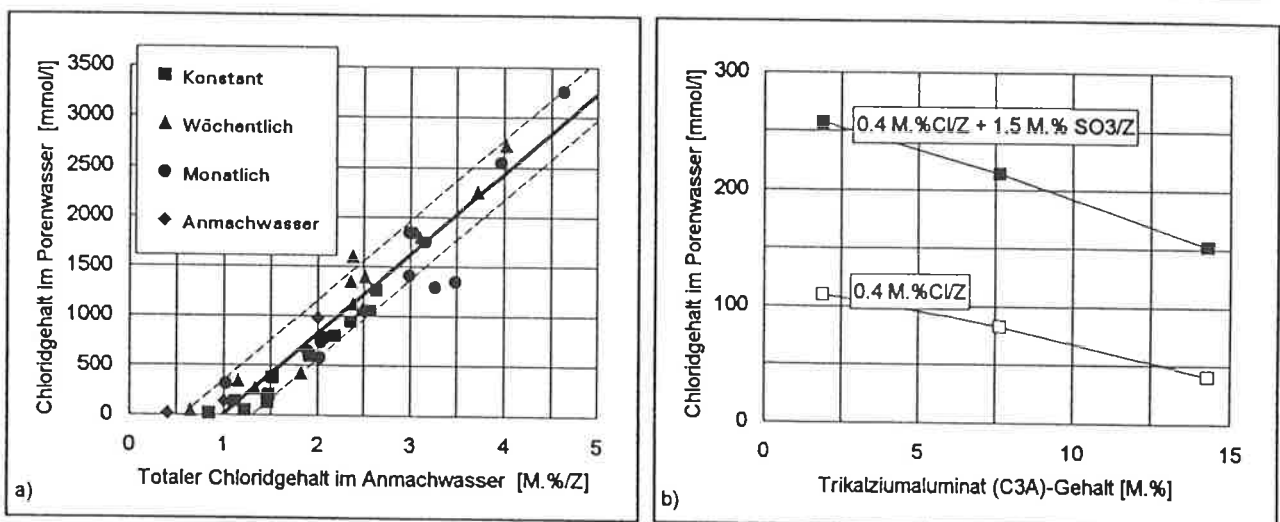
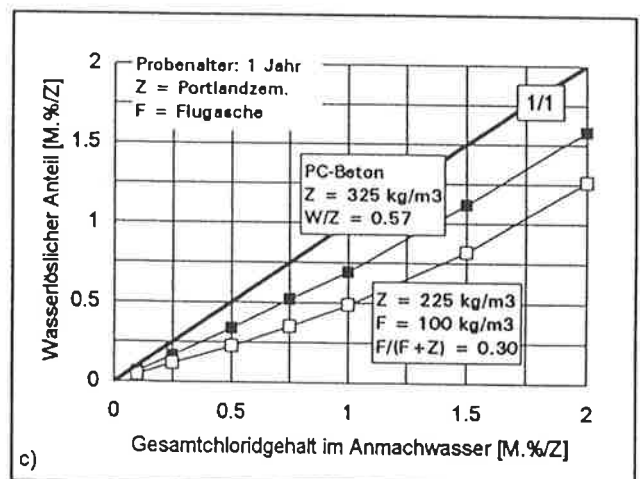


Bild 35

a) Freier Chloridgehalt im Porenwasser in Abhängigkeit vom Gesamtchloridgehalt und von der Art der Beaufschlagung mit chloridhaltigem Wasser [102].

b) Einfluss des C_3A -Gehaltes auf den freien Chloridgehalt im Porenwasser (Chloridzugabe zum Anmachwasser) [19].

c) Einfluss der Betonqualität auf den wasserlöslichen Chloridgehalt in Abhängigkeit vom Gesamtchloridgehalt im Anmachwasser [116].



Man muss sich in diesem Zusammenhang bewusst sein, dass die in der Tabelle 5 erwähnten Faktoren zumeist an Laborprüfkörpern ermittelt wurden, bei denen die Chloride dem Anmachwasser zugegeben wurden. Abweichungen zum Verhalten in der Praxis, wo die Chloride von aussen in den Beton eindringen, können nicht ausgeschlossen werden (s. Bild 34). Diesbezüglich gibt es nur sehr wenige vergleichende Untersuchungen (z.B. [102]).

Der wasserlösliche Chloridanteil liegt bei normalem Beton in der Regel zwischen etwa 65 und 85% (s. Bild 35c) [28,109,116]. Mit der Zugabe von Flugasche wird dieser Anteil deutlich reduziert (Anteil: 40 bis 60%, Bild 35c).

Ob mit zunehmender Chloridbindekapazität des Zementes auch das Lochfrasspotential und der kritische Chloridgehalt erhöht und nicht nur die Chloridaufnahmegeschwindigkeit erniedrigt wird, wurde noch wenig untersucht. Während der Chlorid-Diffusionskoeffizient bei Betonen mit Flugaschezusatz deutlich kleiner ist als beim normalen PC-Beton (s. Bild 23), fand Thomas [105] für beide Betonsorten in Feldversuchen den gleichen kritischen Chloridgrenzwert für Lochfrass, nämlich etwa 0.5 M.%/Z. Allerdings war der Korrosionsabtrag an der Bewehrung im Beton mit Flugasche wesentlich geringer als jener an der Bewehrung im Normalbeton. Dieser Befund ist grundsätzlich in Übereinstimmung mit den Ergebnissen von anderen Untersuchungen (s. z.B. [39]). Thomas [105] fand im übrigen eine mit dem Chloridgehalt mehr oder weniger lineare Zunahme des Korrosionsabtrages.

In Laboruntersuchungen werden teilweise weit höhere kritische Chloridgehalte gefunden als in der Praxis (teilweise bis über 1.5 M.%/Z). Mehrere Gründe können hierfür verantwortlich sein (s. z.B. [17]). **Laborprüfkörper** weisen meist mehrere Unterschiede zur Praxis auf (Tabelle 6).

Tabelle 6 Unterschiede von Laborprüfkörpern im Vergleich zur Praxis

- bessere und homogenere Beton- bzw. Mörtelqualität, dichteres Gefüge mit weniger Schwachstellen und Inhomogenitäten (Kiesnester, Hohlstellen), weniger Entmischungerscheinungen, optimale Verarbeitung und Nachbehandlung (möglich)
- intakter, $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -reicher Film auf der Bewehrung
- i.a. keine von der Vorlagerung herrührende Rost- oder Schmutzschichten auf der Bewehrung
- höhere pH-Werte des Porenwassers: meist werden die Chloride dem Anmachwasser zugegeben (vgl. Bild 34); wegen der oft kurzen Versuchszeit keine bis vernachlässigbare Karbonatisierung des Betons
- keine Beanspruchung der Laborprüfkörper durch Feuchtigkeits- und Temperaturwechsel
- keine mechanische Belastung

Zudem ist die **Untersuchungszeit** bei Laboruntersuchungen häufig nur sehr kurz, manchmal eben auch zu kurz, um langsame Prozesse überhaupt festzustellen.

Für die Korrosion sind grundsätzlich nur die freien Chloride massgebend. In Anbetracht der oben erwähnten Unsicherheiten bzgl. des Gleichgewichtes zwischen gebundenen und freien Chloriden ist es vorderhand wohl sicherer, sich bei einer Beurteilung zunächst auf den Gesamtchloridgehalt (= Gehalt an freien und gebundenen Chloriden) abzustützen und andere, d.h. zusätzliche Beurteilungskriterien zu berücksichtigen (z.B. die Resultate der visuellen Begutachtung, der Betonüberdeckungs- und der Potentialmessung).

5.6.3 Praktische Erfahrungswerte

Nach den praktischen Erfahrungen in vielen Ländern [19,82,85,105,118,119] und aus vielen Untersuchungen im Labor (s. z.B. [8,120]) stellen **Gesamtchloridgehalte** unter 0.2 M.%/Z i.a. ein geringes, Gehalte unter 0.4 M.%/Z ein relativ kleines, Gesamtchloridgehalte über 1 M.%/Z dagegen ein hohes Korrosionsrisiko dar. Dabei stellen, neben den betontechnologischen Parametern, die aktuelle Betonfeuchtigkeit, die Betonüberdeckung und die Karbonatisierung sowie die Temperatur die wohl wichtigsten Einflussgrößen dar (Bild 36). Darüber hinaus ist manchmal auch der **Sulfatgehalt** des Betons zu berücksichtigen. Sulfate verändern die Eigenschaften des Passivfilms [121-123] und wirken zusammen mit den Chloriden korrosionsfördernd (Bild 37).

Bei **Brückenplatten** wurde festgestellt, dass Korrosion nur dann auftrat, wenn das Verhältnis P des Chloridgehaltes [M.%/Z] zur Betonüberdeckung [cm] grösser als 0.2 war [119]. Damit ergäben sich folgende kritische, überdeckungsabhängige Chloridgehalte:

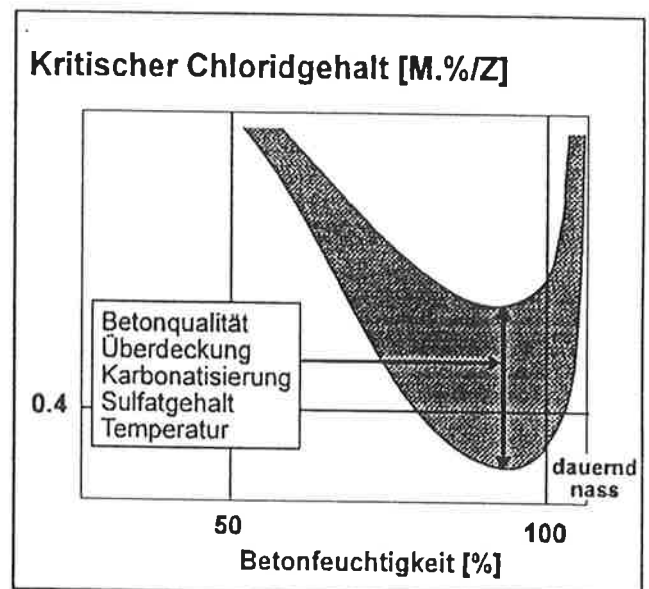


Bild 36

Einflüsse auf den kritischen Chloridgehalt für die chloridinduzierte Korrosion.

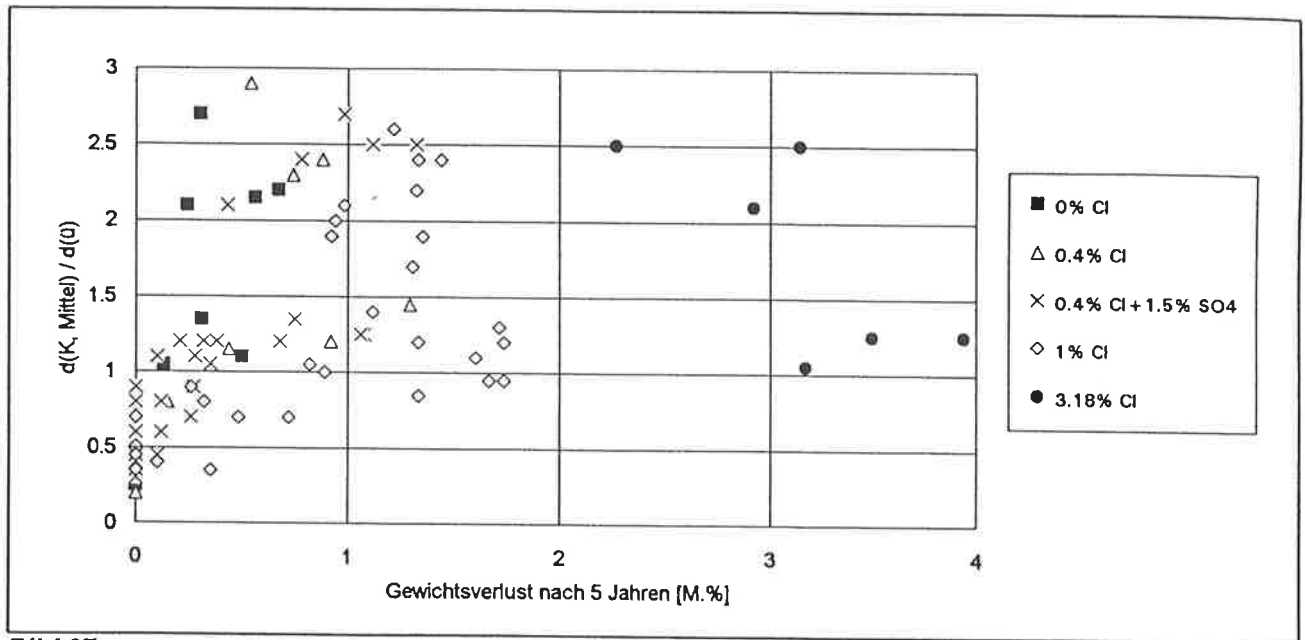


Bild 37

Einfluss des Verhältnisses mittlere Karbonisierungstiefe zur Betonüberdeckung, $d_{K, Mittel} / d_0$, des Chlorid- und Sulfatgehaltes auf den Gewichtsverlust nach 5 Jahren in Feldversuchen [123].

Überdeckung	kritischer Chloridgehalt
10 mm	0.2 M.%/Z
20 mm	0.4 M.%/Z
40 mm	0.8 M.%/Z.

Das Verhältnis P steigt mit abnehmender Betonfeuchtigkeit an und ist z.B. bei Galerien mit 0.3 deutlich höher als bei Brückenplatten. Dieser Sachverhalt wurde in Feldversuchen an Prüfkörpern grundsätzlich bestätigt [40]. Die genannten Ergebnisse müssen aber noch durch weitere Untersuchungen abgesichert werden.

Eine mögliche Erklärung für den Einfluss der Überdeckung liegt darin, dass mit zunehmender Überdeckung die Porosität und der Sauerstoffgehalt im Beton abnehmen und die Betonfeuchtigkeit steigt, was insgesamt zu einem negativeren Korrosionspotential bei der passiven Bewehrung führt. Dadurch wird die treibende Kraft für Lochfrasskorrosion, nämlich die Potentialdifferenz zwischen der lokalen Anode und der grossen Kathode, und die Korrosionsgeschwindigkeit kleiner. Dieser Effekt konnte auch an mit Platin beschichteten Titanelektroden im Beton beobachtet werden [39]. Im weiteren könnte der Einfluss der Überdeckung auch auf einen pH-Effekt zurückgeführt werden, da in den tieferen Zonen die pH-Abnahme sicherlich weit geringer ist als in der äusseren Randzone (s. Kap. 5.7 und 6). Weiterhin könnte auch der anodische Reaktionswiderstand von Bedeutung sein, welcher wegen der mit der Tiefe tendenziell abnehmenden Porosität zunimmt und damit kleinere Korrosionsgeschwindigkeiten bewirkt [30]. Die mit zunehmender Überdeckung abnehmende Korrosionsgeschwindigkeit könnte den günstigen Einfluss der Überdeckung auf den kritischen Chloridgehalt und auf das Lochfrasspotential aber auch nur vortäuschen.

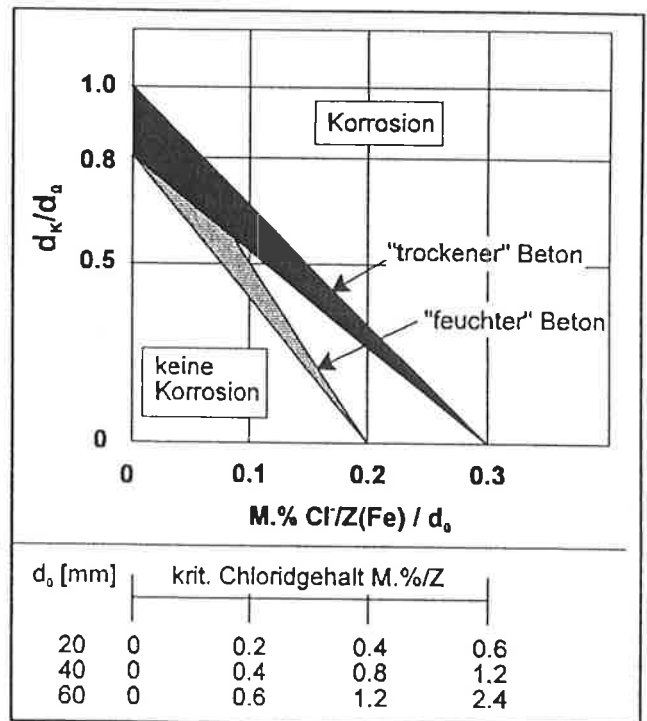


Bild 38

Einfluss von d_K/d_0 und $M. \% Cl(Fe)/d_0$ auf das Auftreten von Korrosion an der Bewehrung.

d_K Karbonisierungstiefe im Phenolphthalein-Test in cm.

d_0 Betonüberdeckung der Bewehrung in cm.

$M. \% Cl/Z(Fe)$ Chloridgehalt in M.% auf Bewehrungsniveau bez. auf den Zementgehalt.

Der Einfluss des Chloridgehaltes und der allenfalls gleichzeitigen Karbonatisierung (s. Kap. 6) sowie der Einfluss der Überdeckung auf die Korrosion können in der in **Bild 38** gezeigten Art kombiniert werden.

Die Diskussion über den kritischen Chloridgehalt sollte immer auch unter dem Aspekt der für ein bestimmtes Bauteil praktisch relevanten und tolerierbaren Korrosionsgeschwindigkeit geführt werden. Es überrascht daher nicht, dass bereits vor vielen Jahren vorgeschlagen wurde, zwei kritische Werte zu definieren: einen Wert für die Depassivierung der Bewehrung und einen Wert für signifikante Korrosion [110]. Da z.B. bei Spannkabeln schon sehr kleine Korrosionsnarben zu Spannungsrisskorrosion führen können, ist es sicherlich richtig, dass bei Spanngliedern der Chloridgrenzwert tiefer angesetzt wird als bei der schlaffen Bewehrung. Zudem sollte zumindest die **aktuelle und zukünftige Betonfeuchtigkeit, z.B. nach einer Instandsetzung, bei der Festsetzung des Grenzwertes berücksichtigt** werden (s. Kap. 11.4). Ob noch weitere Parameter von Bedeutung sind, hängt von der jeweiligen Situation ab.

Die oben gemachte Unterscheidung zwischen den Einflüssen auf U_L und U_{Korr} mag auf den ersten Blick als unnötig erscheinen. Für die Beurteilung von Instandsetzungsverfahren ist sie aber von grundlegender Bedeutung, insbesondere dann, wenn mit der Instandsetzung der Feuchtigkeitshaushalt und damit auch der Sauerstoffgehalt des Bauteils verändert wird. Nach einer Instandsetzung können das Korrosionspotential positiver und das Lochfrasspotential negativer werden, sodass die Bedingung für Lochfrass, $U_{Korr} > U_L$, in vorher nicht beachteten Bereichen plötzlich erfüllt ist. Diese Gefahr ist dann ohne Bedeutung, wenn mit der Instandsetzung die Betonfeuchtigkeit stark reduziert und damit der elektrische Betonwiderstand wesentlich erhöht wird.

5.7 Cl⁻/OH⁻ - Verhältnis als kritischer Parameter für Lochfrass

In den letzten Jahren ist in Fachkreisen vermehrt das Ionen-Verhältnis Cl⁻/OH⁻ als kritischer Parameter für die Lochkorrosion diskutiert worden [17,18,21,79, 85,102,114,115,124,125]. Die erste Untersuchung hierzu, allerdings noch in Ca(OH)₂-Lösungen, wurde 1967 veröffentlicht [21]. In der 2. Hälfte der 80er Jahre hat die Technik des Auspressens und der Analyse des Porenwassers von Mörtel- und Betonproben grossen Aufschwung erlebt. Man ist damit der Realität ein gutes Stück näher gekommen. Damit könnten grundsätzlich sowohl das Problem "gebundene" und "freie" Chloride wie auch der pH-Wert von verschiedenen Betonen und dessen zeitliche Änderung erfasst und in einer einzigen kritischen Grösse zusammengefasst werden. Man muss sich bewusst sein, dass selbst unter relativ harmlosen Bedingungen der pH-Wert des Porenwassers im Deckbeton sich rasch ändern kann. So konnte in Laborversuchen bereits nach 2 Jahren eine deutliche pH-Abnahme bis in eine Tiefe von über 30 mm festgestellt werden (Bild 39). Unter praktischen Bedingungen dürfte sich der pH-Wert des Porenwassers nach ein paar Jahren auf etwa 12.5 eingestellt haben (s. Kap. 6). Aus den in Bild 35a gezeigten Daten wurde daher das Cl⁻/OH⁻-Verhältnis für einen pH-Wert von 12.5 berechnet (Bild 40). Das kritische Cl⁻/OH⁻-Verhältnis von >2 (s. Kap. 3.2) würde demnach bei Chloridgehalten von >0.5 bis 1 M.%/Z überschritten.

Grundsätzlich gelten aber auch hier die gleichen Einschränkungen bzgl. eines fixen Wertes wie beim Chloridgrenzwert. Das Cl⁻/OH⁻-Verhältnis hängt u.a. vom W/Z-Wert [85] und von der Zusammensetzung des Betons [17, 102,125] ab. Es ist deshalb auch nicht überraschend, dass die in Laborversuchen gefundenen "kritischen" Cl⁻/OH⁻-Verhältnisse ebenfalls in einem recht weiten Rahmen streuen (Molverhältnis: 0.6 bis über 5). Auch bei diesen

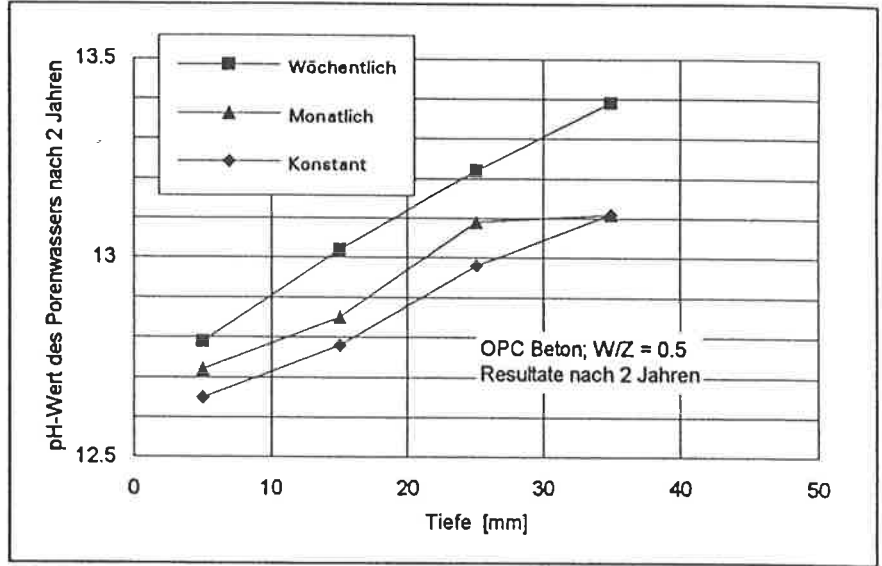


Bild 39
pH-Wert des Porenwassers in Abhängigkeit von der Tiefe und der Art der Beaufschlagung mit chloridhaltigem Wasser [102] (vgl. Bild 34).

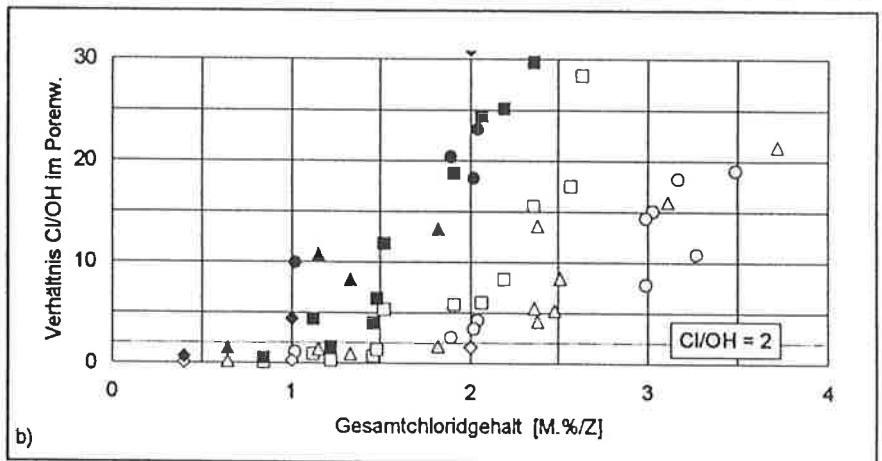
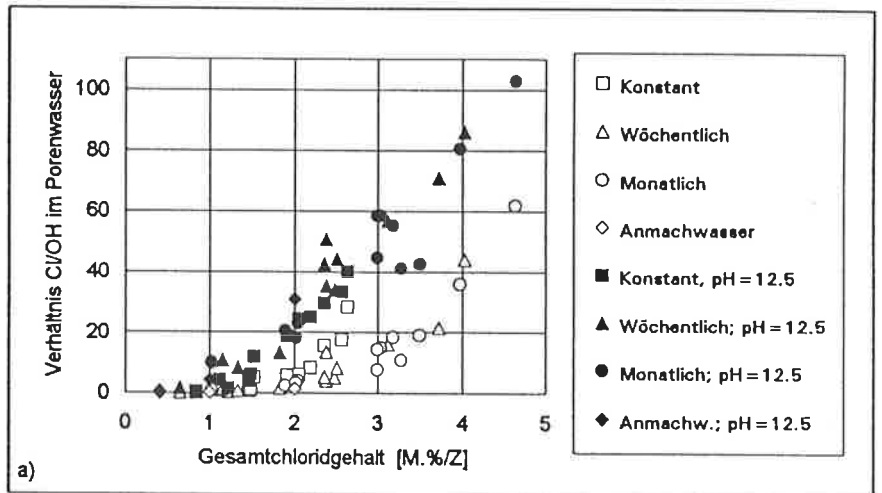


Bild 40
Cl⁻/OH⁻-Verhältnis in Abhängigkeit vom Gesamtchloridgehalt und von der Art der Beaufschlagung mit chloridhaltigem Wasser [102].

ebenfalls in einem recht weiten Rahmen streuen (Molverhältnis: 0.6 bis über 5). Auch bei diesen

Untersuchungen ist die Betonfeuchtigkeit ein wichtiger Parameter [102,114]: je trockener der Beton vor dem Auspressen, umso höher sind die Ionenkonzentrationen. Bei der Angabe des Verhältnisses ist im übrigen die Konzentrationsangabe zu beachten. Je nach verwendeter Einheit (mg/l oder mol/l) ergeben sich verschiedene Verhältniszahlen. Es gilt:

Verhältnis Cl^-/OH^-	Konzentration in mol/l	Konzentration in mg/l
		1 0.48

Das kritische Cl^-/OH^- -Verhältnis wird grundsätzlich von den gleichen Parametern beeinflusst wie der kritische Chloridgehalt. Kritischer Chloridgehalt und kritisches Cl^-/OH^- -Verhältnis lassen sich in der in Bild 41 gezeigten Art kombinieren. Dabei wird aus dem auf die Betonmasse bezogenen Chloridgehalt und aus dem Wassergehalt des Betons die Chloridkonzentration in der Porenlösung in mol/l berechnet. Unter der Annahme eines bestimmten pH-Wertes für die Porenlösung können die in Laborversuchen ermittelten kritischen Cl^-/OH^- -Verhältnisse eingetragen werden. Die Aussagekraft dieser Darstellung darf nicht überbewertet werden: Problem freie Chloride und freier Wassergehalt. Aus dem Bild darf trotz diesen Einschränkungen entnommen werden, dass die beiden Grössen "kritischer Chloridgehalt" und "kritisches Cl^-/OH^- -Verhältnis" die gleiche Information enthalten und ein kongruentes Gesamtbild ergeben, da bei einem bestimmten Beton der pH-Wert auf Bewehrungsniveau gegeben ist und solange konstant bleibt, als die Karbonatisierung des Betons nicht bis zur Bewehrung fortgeschritten ist.

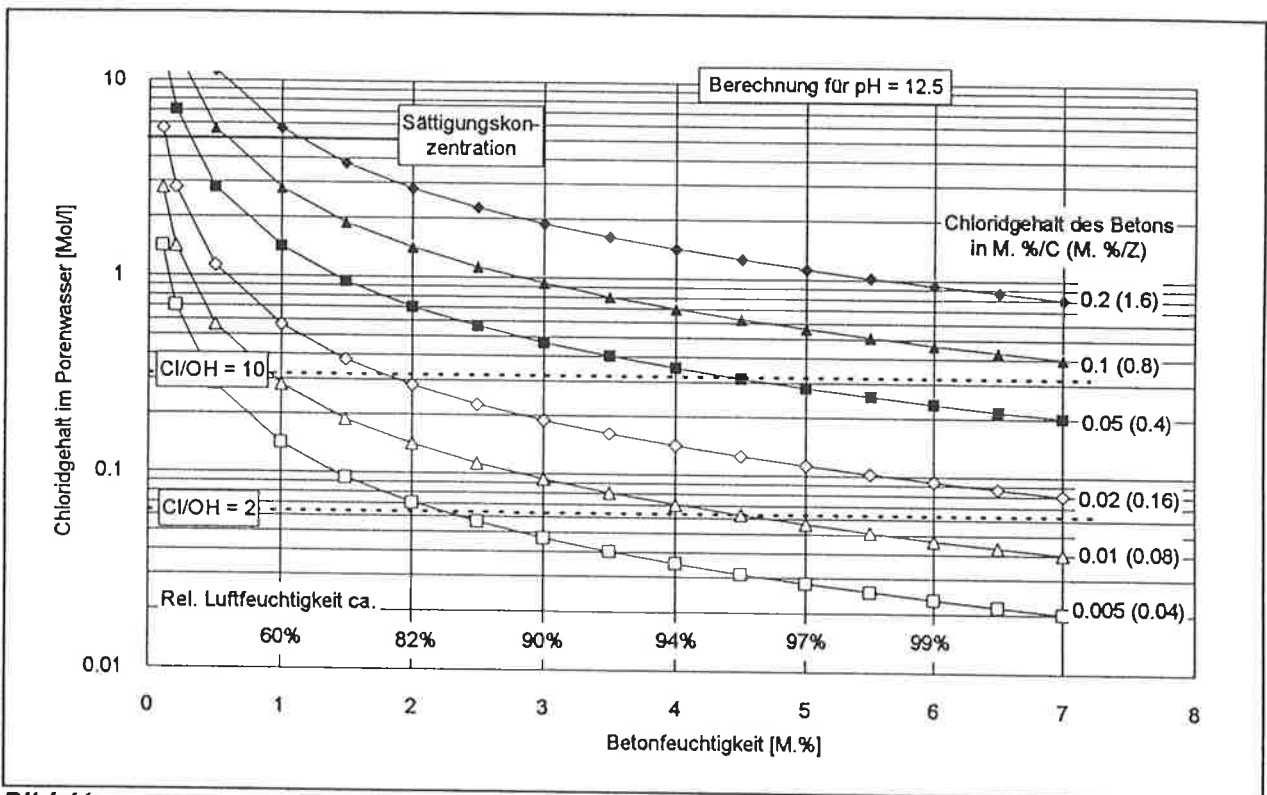


Bild 41

Zusammenhang zwischen Betonfeuchtigkeit und Chloridgehalt im Beton und im Porenwasser (Basis der Berechnung: Sorptionsisotherme gemäss Bild 17).

Das Bild 41 erlaubt ferner, den Einfluss der Betonfeuchtigkeit und Porosität sichtbar zu machen. Daraus geht nämlich hervor, dass höhere Betonfeuchtigkeiten zu kleineren Cl^- -Konzentrationen in der Porenlösung führen. Andererseits ist ersichtlich, dass bei wechselnder Betonfeuchtigkeit die Gefahr, dass die kritischen Werte zumindest zeitweise überschritten werden, viel grösser ist als bei konstant feuchten Verhältnissen (bei gleichem Chloridgehalt).

Die Bewertung der vielen Untersuchungen erlaubt den Schluss, dass mit betontechnologischen Massnahmen weniger das kritische, Korrosion auslösende Cl^-/OH^- -Verhältnis beeinflusst werden kann als die Eindringgeschwindigkeit der Chloride in den Beton und die die Korrosionsgeschwindigkeit bestimmenden Faktoren (elektrischer Betonwiderstand, elektrochemischer Widerstand an der Anode und an der Kathode, s. Kap. 7).

Am Rande sei vermerkt, dass dem Cl^-/OH^- -Verhältnis auch im Zusammenhang mit der elektrochemischen Chloridentfernung und mit dem kathodischen Schutz einige Bedeutung zukommt. Bei beiden Verfahren wird das Cl^-/OH^- -Verhältnis im Bereich der Bewehrung stark reduziert (Chloridentzug bei gleichzeitiger Erhöhung der OH^- -Konzentration).

Die obige Diskussion zeigt, wie schwierig es ist, die Dauerhaftigkeit und die Korrosionsgefährdung eines Bauteils mit in der Regel nicht homogener Betonqualität ausschliesslich über einige Chloridprofile festlegen zu wollen. Es ist sehr wichtig, dass man sich mit den grundlegenden Vorgängen auseinandersetzt und versucht, ein Bauwerk als Ganzes zu erfassen. In diesem Rahmen kann die Potentialmessung ein echtes Hilfsmittel sein, um den aktuellen Korrosionszustand der Bewehrung "sichtbar" zu machen. Dies ist Gegenstand der Kap. 8 bis 11.

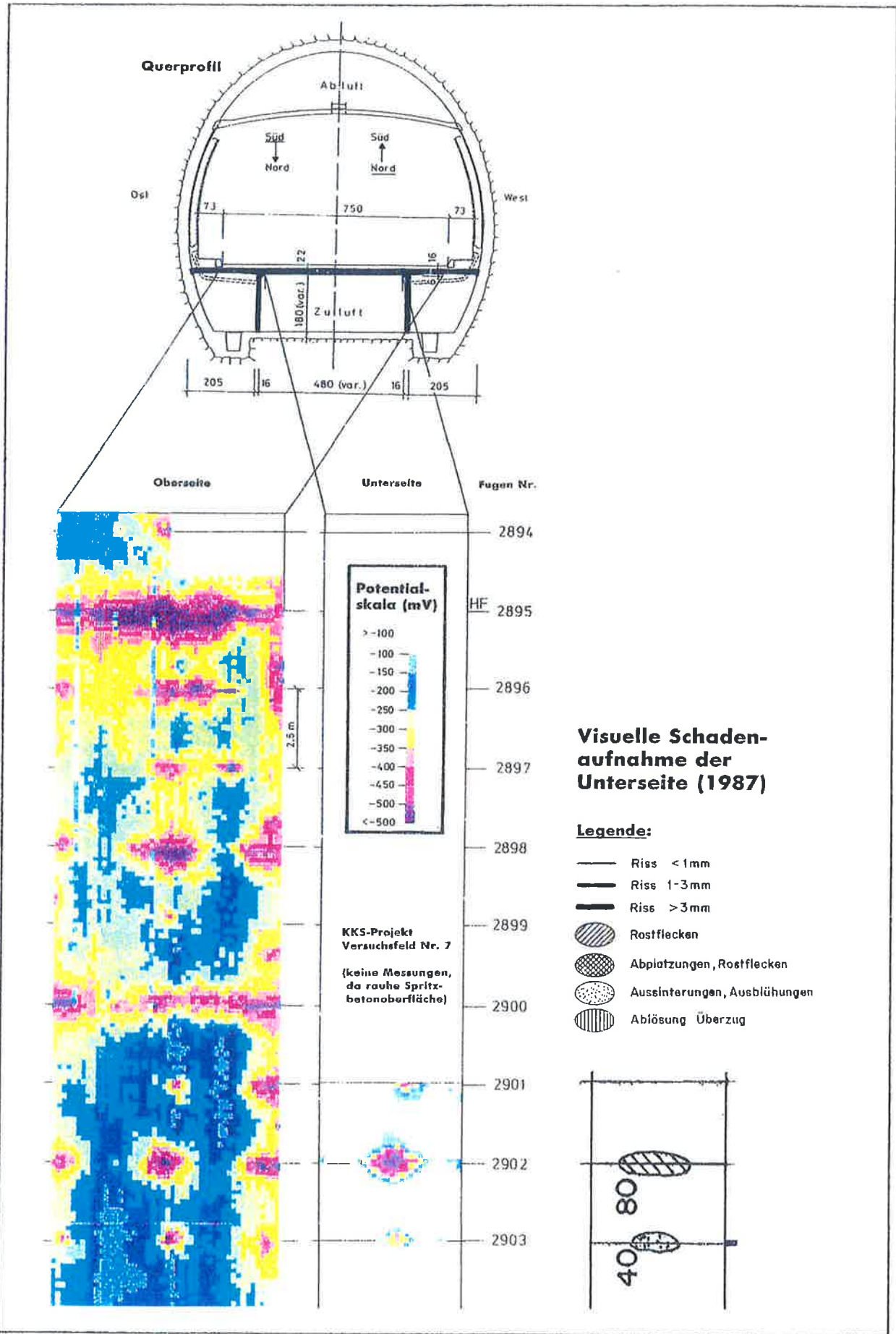


Bild 79a
 Resultate der Potentialfeldmessung an der Ober- und Unterseite der Fahrbahnplatte des San Bernardino-Strassentunnels (Juni 1991) und Vergleich zur visuellen Schadensaufnahme an der Unterseite (1987).

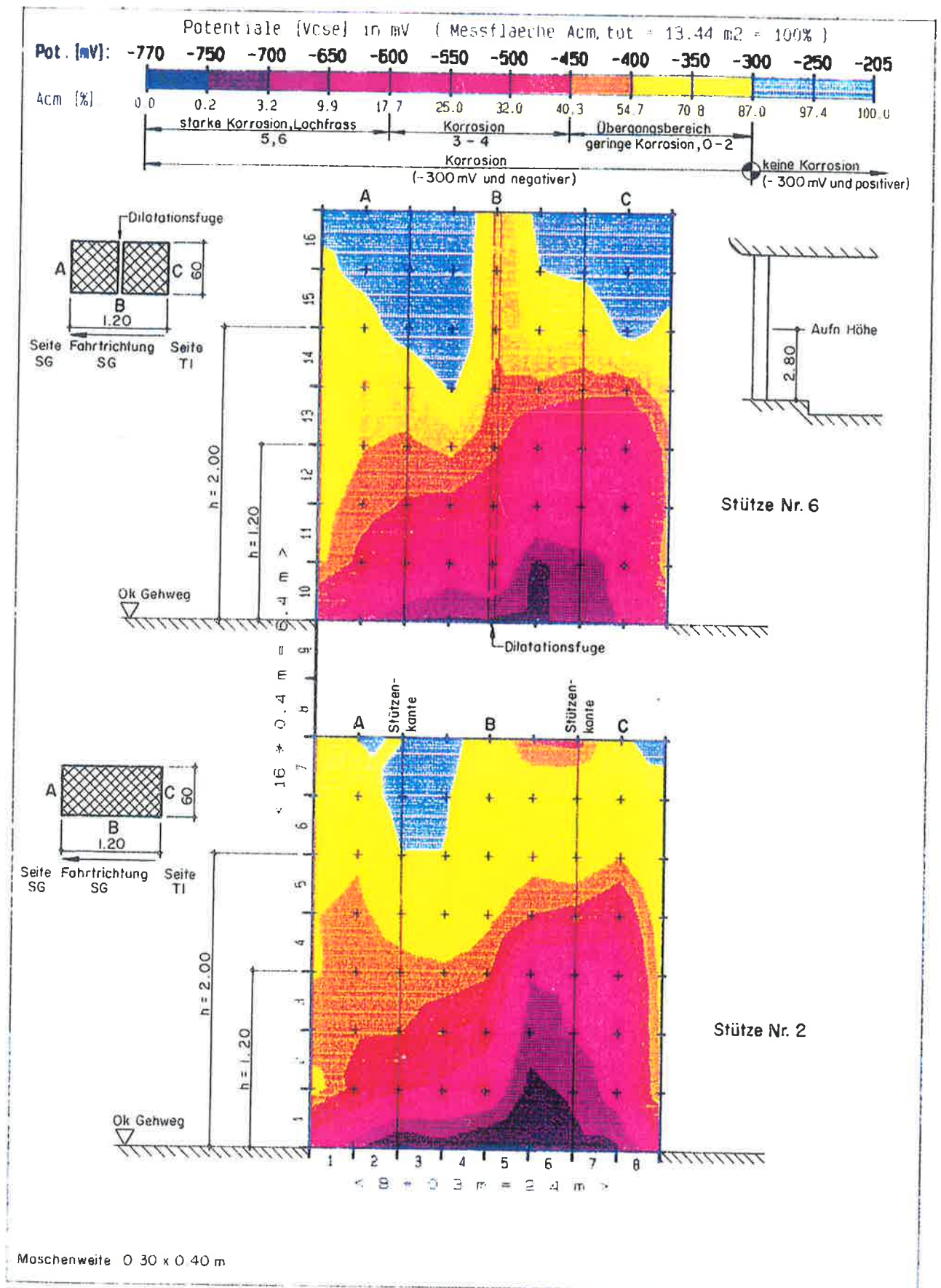


Bild 79b

Darstellung der Resultate der Potentialmessung (Raster: 0.3 x 0.4 m) an zwei Stützen einer Galerie in Form von berechneten Isopotentiallinien (Bild E. Toscano AG, Zürich).

6 Karbonatisierung des Betons

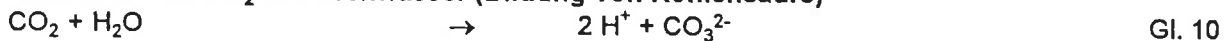
6.1 Karbonatisierungsreaktion und deren Einflussgrößen

Die Karbonatisierung des Betons wird im Rahmen dieser Arbeit nur kurz behandelt. Für ein vertiefteres Studium sei auf die sehr umfangreiche Literatur verwiesen [82,126-130]. Im weiteren liegt eine Arbeit der Eidg. Materialprüfungs- und Forschungsanstalt (EMPA), Dübendorf, vor, in der verschiedene Schadensbilder illustriert und erläutert sind [131].

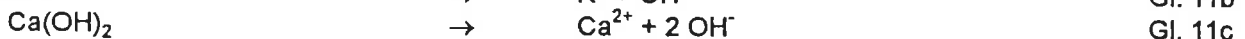
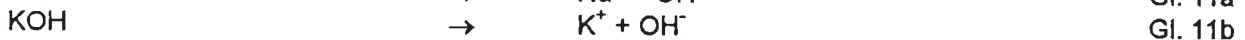
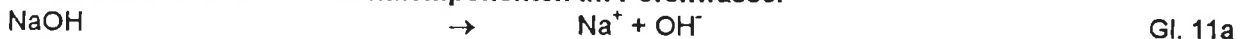
Die Karbonatisierung des Betons ist eine Folge von chemischen Reaktionen der alkalischen Komponenten des Zementsteins (z.B. NaOH, KOH, Ca(OH)₂ und Ca-Silikat-Hydrate) mit dem Kohlendioxid (CO₂) der Luft. Die Reaktionen laufen nur bei Anwesenheit von genügend Wasser ab. Dabei sinkt der pH-Wert des Betonporenwassers von ursprünglich >12.5 auf Werte zwischen 6 bis 9. Über die Details der ablaufenden Reaktionen herrscht allerdings noch keine Klarheit. Man kann annehmen, dass zunächst die leichtlöslichen Verbindungen NaOH und KOH mit der im Wasser vorhandenen Kohlensäure reagieren und sich der pH auf den Wert der gesättigten Ca(OH)₂-Lösung, d.h. auf etwa 12.5, erniedrigt. Dieser pH-Wert der Porenlösung bleibt danach solange erhalten als festes, noch nicht umgesetztes Ca(OH)₂ vorhanden ist. Der pH-Wert wird zudem durch die Chloride erniedrigt (s. Bild 34 und Kap. 5.5).

Bei der Karbonatisierung laufen folgende Reaktionen ab:

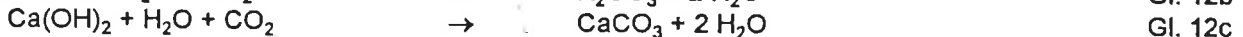
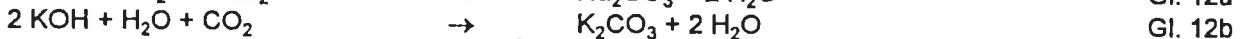
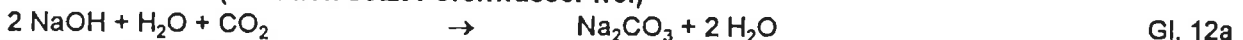
Aufnahme von CO₂ im Porenwasser (Bildung von Kohlensäure)



Lösen der alkalischen Zementkomponenten im Porenwasser

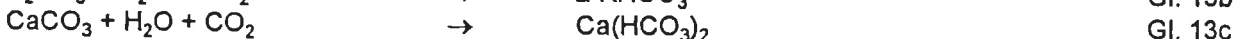
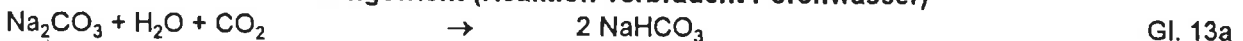


Gesamtreaktion (Reaktion setzt Porenwasser frei)



Nun sind Na₂CO₃ und K₂CO₃ weit leichter löslich als CaCO₃ und bleiben daher im Wasser gelöst, währenddem CaCO₃ ausgefällt wird. Mit zunehmender Karbonatisierung werden die Karbonate, falls genügend CO₂ und Wasser verfügbar sind, umgesetzt zu den leichtlöslichen Hydrogenkarbonaten (HCO₃⁻, Bikarbonat). Damit ist eine weitere pH-Absenkung verbunden.

Karbonat/Bikarbonat-Gleichgewicht (Reaktion verbraucht Porenwasser)



Die gleichzeitige Anwesenheit von CO₃²⁻ und HCO₃⁻-Ionen puffert ein weitere pH-Abnahme solange ab, als noch Karbonate verfügbar sind. Die Lage der Gleichgewichte der Reaktionen 13a bis c ist abhängig von der CO₂-Konzentration der Luft, von der Temperatur und von der Betonfeuchtigkeit. In relativ trockenen Innenräumen wird der pH-Wert auch bei vollständiger Karbonatisierung kaum je so tief absinken wie bei regeneten Aussenbauteilen. Der pH-Wert der Reaktion 13c liegt bei einem CO₂-Gehalt der Luft von 0.03 Vol.% bei etwa 8.5, bei einem CO₂-Gehalt von 1 Vol.% bei etwa 7 und in reiner CO₂-Atmosphäre um 6. Die pH-Werte der Reaktion 13a und b sind in etwa um eine pH-Einheit höher.

Der sich nach vollständiger Karbonatisierung des Betons einstellende End-pH-Wert hängt demnach hauptsächlich von folgenden Faktoren ab [19,132-134]:

- Alkaligehalt (Na₂O, K₂O) des Zementes
- Hydratationsgrad des Zementes
- Betonfeuchtigkeit
- CO₂-Partialdruck
- Temperatur.

Diese Faktoren beeinflussen zusammen mit der Betonqualität (Dichtigkeit und Porenstruktur des Zementsteines, Zementart und -menge, W/Z-Wert) auch die **Karbonatisierungsgeschwindigkeit** und die **Endkarbonatisierungstiefe** (Bild 42).

Neben dem CO_2 können aber auch andere, sauer reagierende Gase, wie z.B. SO_2 (reagiert mit CaCO_3 zu CaSO_4 (=Gips) und $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ analog Reaktion 13c oder NO_x zur Neutralisation des Porenwassers beitragen. Ihre Konzentration in der Luft und demzufolge auch ihr Beitrag zur Neutralisation des Porenwassers sind aber i.a. wesentlich kleiner als jener von CO_2 . In Strassentunnels, in Parkhäusern, im Bereich von stark befahrenen Strassen oder von Verbrennungsanlagen kann der CO_2 -Gehalt der Luft das Mehrfache des Wertes von reiner Luft (0.033 Vol.%) betragen. Dies gilt auch für die Gase SO_2 und NO_x . In vergleichenden Untersuchungen fanden Ho et al. [135] bei einem CO_2 -Gehalt von 4 Vol.% eine etwa 50fach höhere Karbonatisierungsgeschwindigkeit als in normaler Laborluft (CO_2 -Gehalt: 120:1). In anderen Untersuchungen [136] wurde bei 3 Vol.% CO_2 im Vergleich zu Laborluft eine etwa 30fach höhere Karbonatisierungsgeschwindigkeit ermittelt (CO_2 -Gehalt: 90:1).

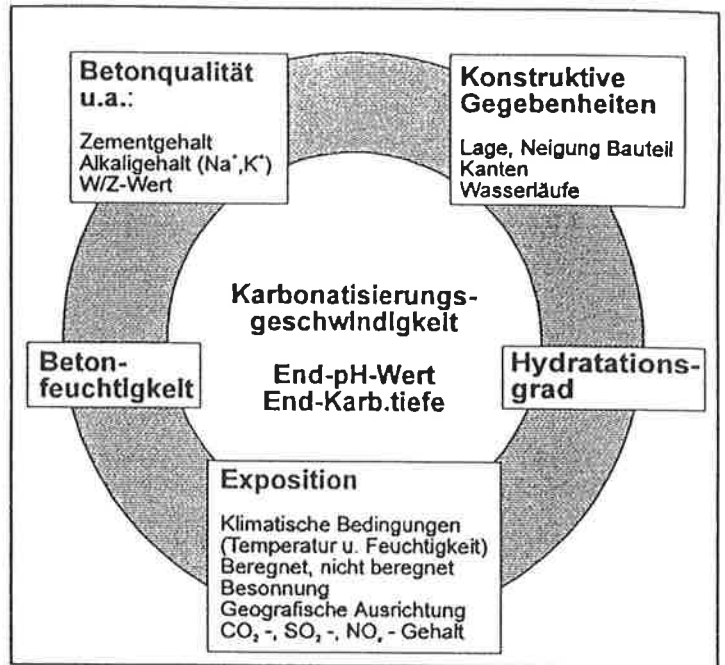


Bild 42

Einflüsse auf die Karbonatisierungsgeschwindigkeit, auf den End-pH-Wert und auf die Endkarbonatisierungstiefe.

Erfahrungsgemäss ist die Karbonatisierungsgeschwindigkeit im Feuchtigkeitsbereich zwischen etwa 50 und 70% (Bild 43) am grössten. Vollständig durchnässter Beton karbonatisiert praktisch nicht, da die Diffusionsgeschwindigkeit von CO_2 im Porenwasser um etwa 3 bis 4 Grössenordnungen langsamer ist als im trockenen oder wenig feuchten Beton (vgl. Diffusion von Sauerstoff, Bild 8). Mit zunehmendem Trocknungsgrad des Betons sinkt die Karbonatisierungsgeschwindigkeit ab, weil das für die Karbonatisierungsreaktion notwendige, frei bewegliche Wasser fehlt. Der Gehalt an frei beweglichem Wasser ist vom Adsorptionsverhalten des Betons abhängig (s. Bilder 17 und 18). Für die Betonfeuchtigkeit eines Bauteils ist nicht nur die Porosität des Betons und die Adsorptionsisotherme von Bedeutung, sondern auch die Gegebenheiten vor Ort, z.B. geografische Ausrichtung, Schattenwurf, Besonnung, Wetterseite, Lage der Oberfläche (horizontal, vertikal, Unterseite), beregnet, nicht beregnet usw. (Bild 42).

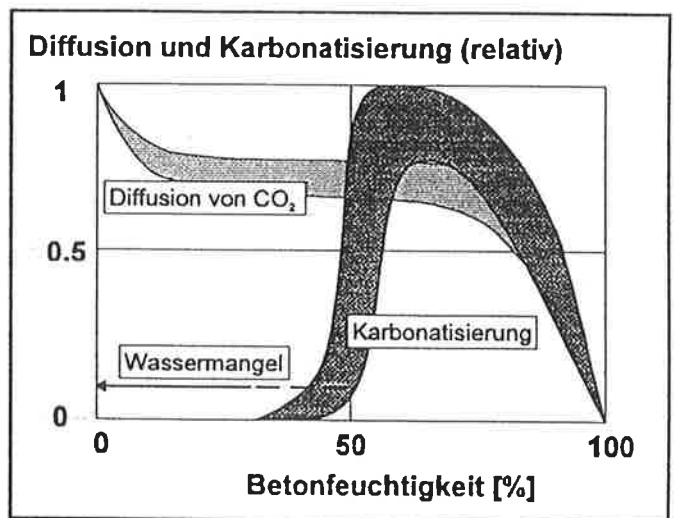


Bild 43

Diffusions- und Karbonatisierungsgeschwindigkeit in Abhängigkeit der Betonfeuchtigkeit.

Im weiteren wird die Karbonatisierungsgeschwindigkeit durch alle **betontechnologisch wichtigen Parameter**, wie Zusammensetzung des Betons und der Zementart und -menge, insbesondere von der Pufferkapazität des Zementes, vom W/Z-Wert, der Nachbehandlung u.a.m. wesentlich beeinflusst (Bild 42). Generell führt eine dichteres Betongefüge zu einer geringeren Permeabilität für Gase und damit zu kleineren Karbonatisierungsgeschwindigkeiten.

Die Karbonatisierungsfront ist in den weitaus meisten Fällen nicht geradlinig, sondern zeigt hauptsächlich wegen der Inhomogenitäten in der Betonzusammensetzung und im Betongefüge Minima und Maxima.

6.2 Bestimmung der Karbonatisierungstiefe

Die heute übliche Bestimmungsmethode der Karbonatisierungstiefe vor Ort ist das Besprühen einer frischen, staubfreien Betonoberfläche mit einer pH-Indikatorlösung. Meistens wird eine Phenolphthalein-, seltener eine Thymolphthalein-Lösung eingesetzt:

pH-Indikator		Umschlagspunkt		
Phenolphthalein	farblos	pH < 8.3	pH > 10.0	rot
Thymolphthalein	farblos	pH < 9.3	pH > 10.5	blau.

Nasschemisch bestimmte pH-Werte sind i.a. um 1 bis 2 pH-Einheiten höher als die mittels des Phenolphthalein-Tests ermittelten Werte [82]. Dies wird darauf zurückgeführt, dass beim Sprühtest der pH-Wert des Porenwassers bestimmt wird, währenddem bei der nasschemischen Analyse auch der nicht hydratisierte Zement und nicht karbonatisierte Zementsteininseln miterfasst werden.

Die zunehmend angewandte Methode des Besprühens von Bohrmehl mit einer pH-Indikatorlösung hat sicherlich gewisse Vorteile. Ungeklärt ist aber bei dieser Methode die Frage, wieweit nicht hydratisierter Zement und hydratisierte, aber nicht karbonatisierte Zementsteininseln miterfasst werden und so das Resultat verfälscht wird. Vorsicht ist daher bei dieser Methode sicher angebracht.

Die Karbonatisierung des Betons kann z.B. auch mit infrarotspektroskopischen und thermoanalytischen Methoden [137] oder auch durch die Analyse des Betonporenwassers [19,102] untersucht werden. Interessant an solchen Methoden ist, dass sie erlauben das Karbonatisierungsprofil und das pH-Profil zu ermitteln. Die Bilder 44a,b zeigen, dass die karbonatisierte Front bis 20 mm tiefer in den Beton hineinreicht als die mit dem Phenolphthalein-Test (Umschlagspunkt: pH = 9) bestimmte Karbonatisierungstiefe [19, 135,137]. Selbst der für die Passivierung erforderliche pH-Wert von 11 bis 11.5 liegt bis zu 15 mm tiefer als die mittels Phenolphthalein ermittelte Karbonatisierungstiefe.

Die Karbonatisierungstiefe kann auch unter dem Mikroskop an Dünnschliffen bestimmt werden. Dabei können auch Karbonatisierungsinseln erkannt werden. Die an Dünnschliffen ermittelte Karbonatisierungstiefe ist meist ein paar mm grösser als jene aus dem Phenolphthalein-Test.

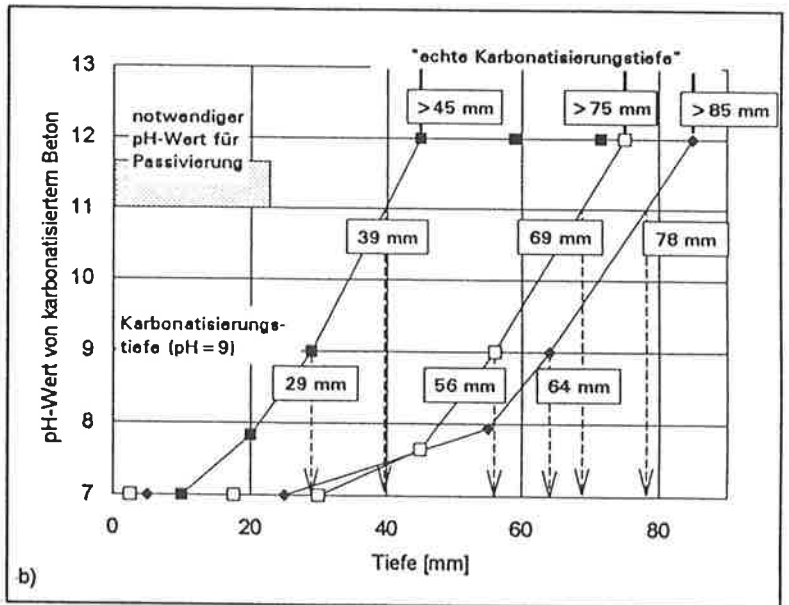
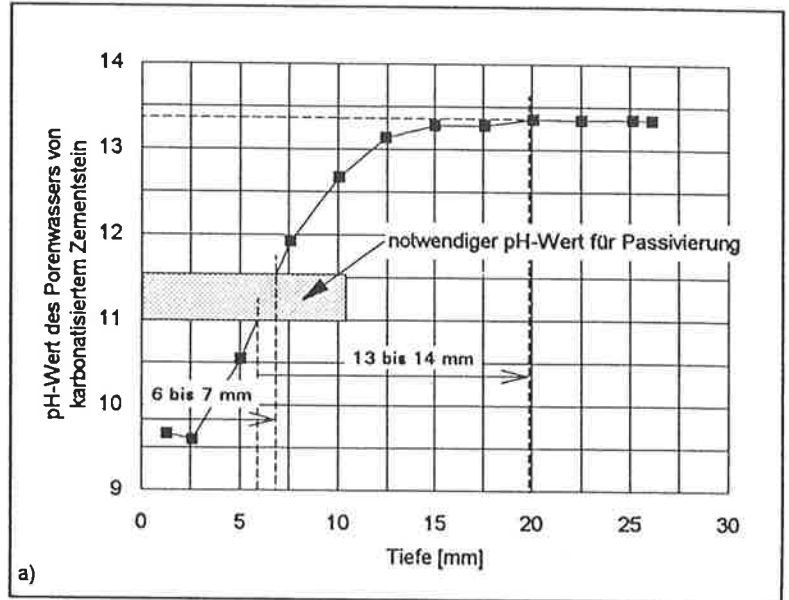


Bild 44

a) pH-Wert des Porenwassers von Zementstein in Abhängigkeit der Tiefe; Resultate der Porenwasseranalyse [19].

b) pH-Wert von drei verschiedenen Deckbetonen, berechnet aus infrarotspektroskopischen Untersuchungen [137].

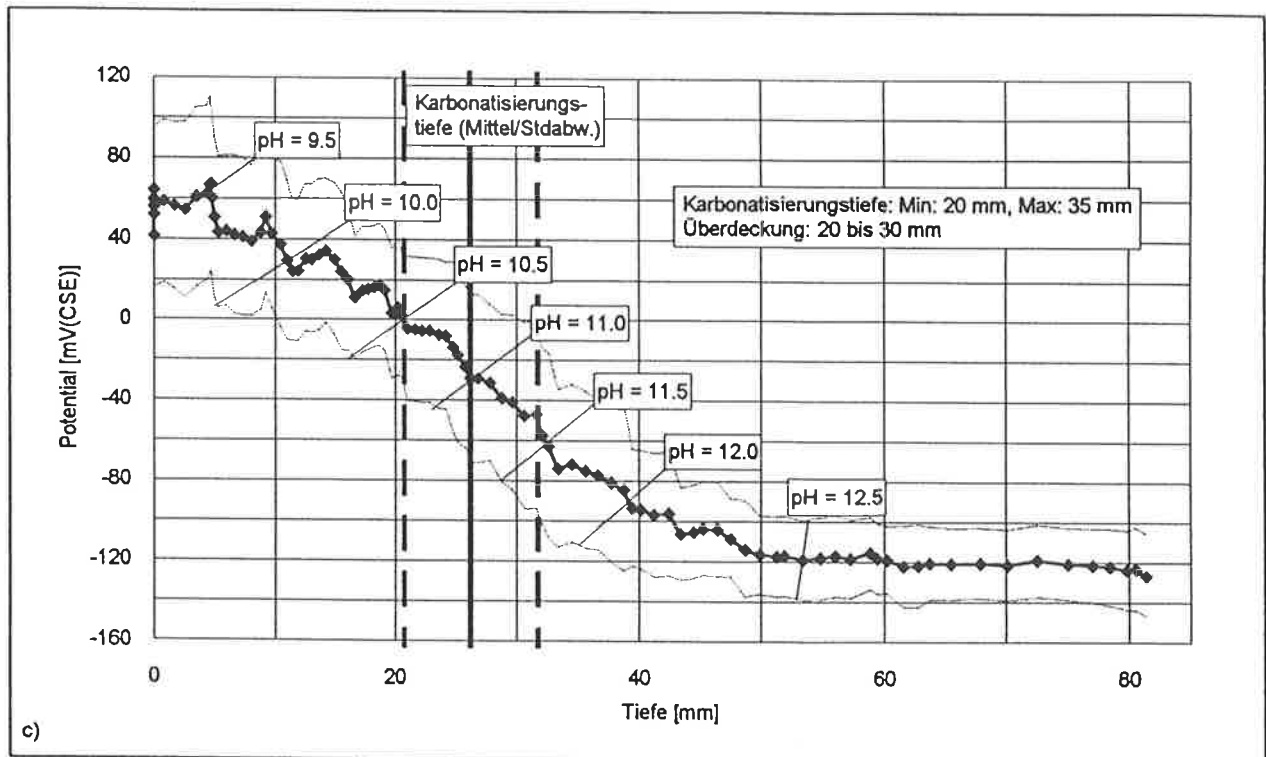


Bild 44c

Gemitteltetes Potentialprofil mit Standardabweichung bei der Stütze Nr. 1 der Roffabrücke (Messungen Okt. 1993) und Zuordnung der pH-Werte (s. auch Kap. 8.6.1 und 8.6.3).

Eine weitere interessante, allerdings vorderhand noch **spekulative** Möglichkeit ergibt sich aus der Interpretation von **Potentialprofilen** (s. Kap. 8.6.1 und 8.6.3), d.h. aus der Abhängigkeit des Potentials von der Betontiefe (**Bild 44c**). Bei der Interpretation der Profile wird davon ausgegangen, dass die Potentialänderung die durch die Karbonatisierung verursachte, bleibende pH-Änderung des Deckbetons und der Atmungszone des Bauteils reflektiert. Unter der Annahme, dass das Potential sich pro pH-Einheit um etwa 60 mV ändert (s. **Bild 6**) und, dass der pH-Wert des nicht karbonatisierten Betons in den tieferen Lagen etwa 12,5 beträgt, können den gemessenen tiefenabhängigen Potentialen einzelne pH-Werte zugeordnet werden. **Bild 44c** zeigt das Resultat dieser Zuordnung für den Mittelwert und die Standardabweichung der gemessenen Potentialprofile einer Stütze. In diesem Bild sind auch der Mittelwert und die Standardabweichung der an den gleichen Stellen mittels Phenolphthalein bestimmten Karbonisierungstiefen eingetragen (Mittelwert \pm Standardabweichung: 20,8, 26,3, 31,7 mm). Aus diesem Bild kann Folgendes entnommen werden:

- Der pH-Wert in der äussersten Schicht beträgt etwa 9,2 bis 9,8, ein durchaus plausibler Wert.
- Die pH-Änderung des Betons reicht weit tiefer in den Beton hinein als was mit dem Phenolphthalein-Test bestimmt wird. Dies ist in Übereinstimmung mit den Resultaten anderer Untersuchungen (**Bild 44a,b**).
- Der pH-Umschlagspunkt des Phenolphthaleins im Beton liegt nicht wie üblicherweise angenommen zwischen 9 und 10, sondern eher zwischen 10,5 und 11.
- Die Bewehrung der Stütze weist eine Überdeckung von 20 bis 30 mm auf. Sie liegt damit im Beton mit einem pH-Wert zwischen 10,2 und 11,7.

Aus der vorhergehenden Betrachtung darf man folgern, dass Potentialprofile einen vertiefteren Einblick in verschiedene Aspekte der Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauten erlauben könnten. Um die Grenzen der Interpretation besser abschätzen zu können, sind noch weitergehendere Untersuchungen notwendig.

6.3 Zeitlicher Verlauf der Karbonatisierung

Über den zeitlichen Verlauf der Karbonatisierung liegen verschiedene Hypothesen vor. Es soll hier mit Nachdruck darauf hingewiesen werden, dass das parabolische Zeitgesetz oder \sqrt{t} -Gesetz unter praktischen Bedingungen mit u.U. stark wechselnden Betonfeuchtigkeiten nicht gültig ist und keinesfalls verwendet werden darf, um die zeitliche Entwicklung der Karbonatisierung über mehrere Jahrzehnte zu prognostizieren [74,126,129]. Für prognostische Zwecke sind heute wesentlich bessere Modelle verfügbar (s. z.B. [73,126,138-140]). Mit dem \sqrt{t} -Gesetz kann der Karbonatisierungsfortschritt erheblich überschätzt werden.

Viele Untersuchungen haben gezeigt, dass, je nach Betonqualität, die Karbonatisierung in unseren Breiten nach etwa 15 bis 30 Jahren soweit abgeklungen ist, dass nach diesem Zeitraum der weitere Karbonatisierungsfortschritt nur noch relativ gering ist. Man kann daher davon ausgehen, dass nach einer gewissen Zeit eine "Endkarbonatisierungstiefe" erreicht wird [40,73,126,129,133,134,138].

Zwischen der Karbonatisierungstiefe und einigen betontechnologischen Größen wie z.B. W/Z-Wert, Porosität und Permeabilität, gibt es verschiedene, allerdings nicht sehr exakte Zusammenhänge (s. z.B. [34,40,74,126-128,133,134,138]). Diese Zusammenhänge können, mit Vorsicht angewendet, durchaus eine gute Grundlage für die Beurteilung der Karbonatisierung und des Karbonatisierungsfortschrittes eines Bauteils bilden.

6.4 Korrosionsrisiko infolge Karbonatisierung des Betons

Bereits im Kap. 3 wurde darauf hingewiesen, dass für die dauerhafte Passivierung der im Beton liegenden Bewehrung der pH-Wert des Porenwassers einen gewissen kritischen Wert nicht unterschreiten darf. Aus Bild 45a ist ersichtlich, dass die anodische Stromdichte bei pH-Werten unter 11 schon bei Potentialen, wie sie auch bei realen Bauteilen auftreten, deutlich ansteigt: je tiefer der pH-Wert, umso früher setzt der Stromanstieg ein und umso steiler ist er [82,132]. Der Potentialverlauf über die Zeit in Bild 45b bestätigt das Gesagte.

Diese in wässrigen Lösungen festgestellten Befunde werden durch Untersuchungen an eingemörtelten Stahlproben bestätigt (Bild 46). Aus diesem Bild ist auch ersichtlich, dass bei gleichem pH-Wert die Korrosion mit zunehmendem Chloridgehalt verstärkt wird. Für die Bewehrung im chloridfreien Beton liegt damit der kritische pH-Wert bei etwa 11 bis 11.5 [127]. Da mit dem Phenolphthalein-Test nur ein Teil der gesamten Karbonatisierungstiefe erfasst wird (s. Bild 44), ist es nicht überraschend, dass in Felduntersuchungen bei einem Verhältnis $d_k/d_u \geq 0.8$ Korrosion festgestellt wurde [118] (s. auch Bilder 37 und 38). Dabei ist d_k die mittels Phenolphthalein bestimmte Karbonatisierungstiefe. Mit der Erhöhung der Dicke und Dichtigkeit des Deckbetons sowie mit der Erhöhung des Zementgehaltes ergeben sich die wirkungsvollsten Gegenmassnahmen.

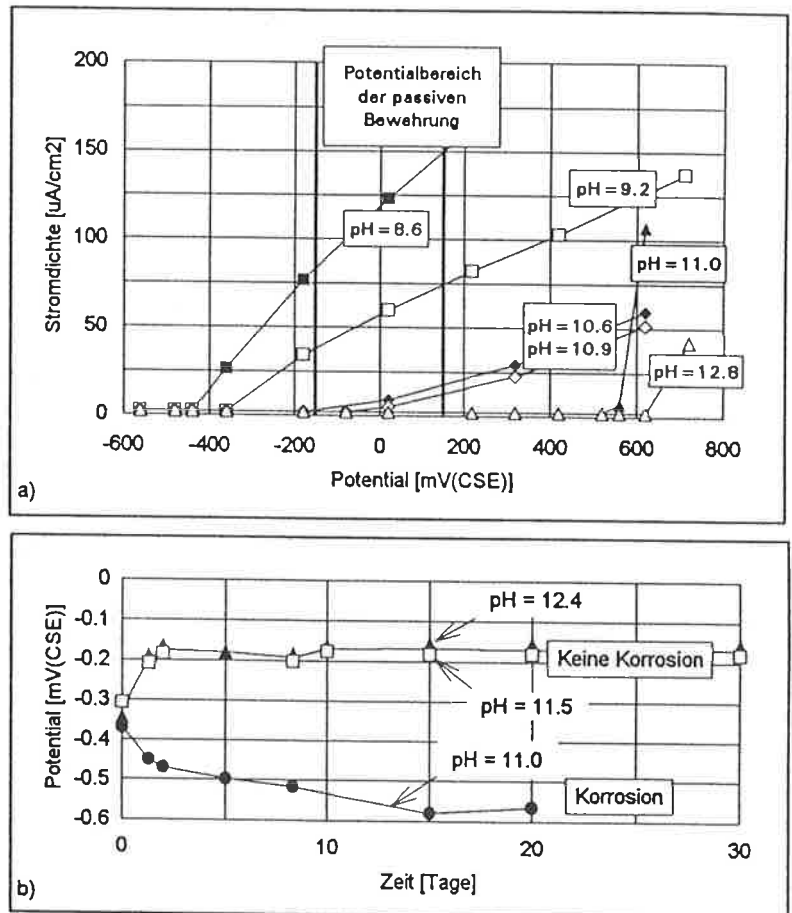


Bild 45

a) Einfluss des pH-Wertes auf die Stromdichte-Potential-Kurve [82] und b) auf den Potential-Zeit-Verlauf [110].

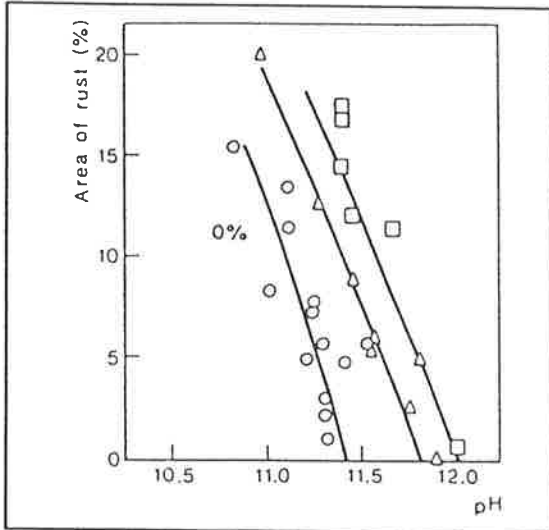


Bild 46
Einfluss des pH-Wertes und des Chloridgehaltes auf die Korrosion von Stahl in karbonatisiertem Mörtel [127]:

- 0% NaCl
- △ 0,12% NaCl
- 0,18% NaCl

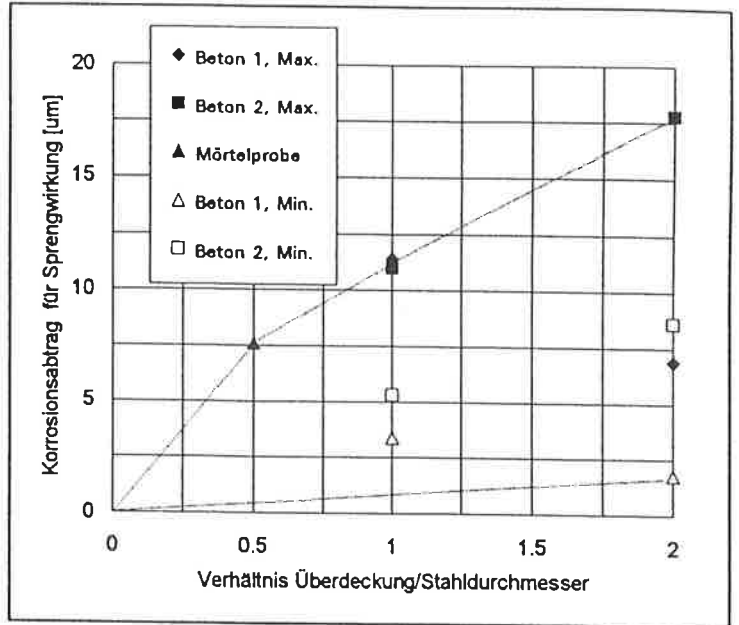


Bild 47
Zulässiger Korrosionsabtrag bis zur Sprengwirkung der Korrosionsprodukte in Abhängigkeit vom Verhältnis Betonüberdeckung zu Stahldurchmesser. Die Qualität von Beton 1 ist "besser" als jene von Beton 2; Daten aus [15,141].

Die Gefahr von Abplatzungen infolge Korrosion wegen karbonatisiertem Beton steigt mit (s. auch [40]):

- zunehmender Betonfeuchtigkeit
- abnehmender Überdeckung
- zunehmendem Durchmesser der Bewehrung
- abnehmendem Verhältnis Überdeckung/Bewehrungsdurchmesser (vorab bei einem Verhältnis unter 2).

Über den Zusammenhang zwischen dem Korrosionsabtrag und der Bildung von Rissen und Abplatzungen gibt es nur sehr wenige quantitative Angaben [15,141-143]. Die in Bild 47 gezeigten Resultate lassen keine weiteren, generellen Schlussfolgerungen zu. Man darf daraus aber schliessen, dass selbst kleine Korrosionsgeschwindigkeiten von $<1\mu\text{m}/\text{Jahr}$ nach längerer Zeit zu Rissen und Abplatzungen führen können. In Bezug auf den Einfluss der Betonqualität auf den kritischen Korrosionsabtrag sind die Ergebnisse widersprüchlich [32,141]. Bei "besseren" Betonqualitäten mit hoher Festigkeit ist der kritische Abtrag u.U. kleiner als bei "schlechteren" Betonqualitäten, da bei den "besseren" Betonqualitäten für die sich bildenden Rostprodukte ein kleineres Porenvolumen zur Verfügung steht und, da die Zähigkeit eines Werkstoffes mit zunehmender Festigkeit abnimmt.

Parrott [127] gibt in einem ausgezeichneten Überblick folgende Einteilung hinsichtlich des Korrosionsrisikos infolge Karbonatisierung des Betons (d_K/d_u = Verhältnis Karbonatisierungstiefe im Phenolphthalein-Test/Überdeckung):

d_K/d_u	Zustand Beton	Zustand Bewehrung	Schadensrisiko
< 0.5	ungerissen	nicht korrodiert	kein
> 0.5	ungerissen	nicht korrodiert	klein
~ 1.0	kleinere Risse	leichte Korrosion	erhöht
> 1.0	gerissen, kleinere Abplatzungen	stärkere Korrosion	gross
$\gg 1.0$	gerissen, grössere Abplatzungen	Querschnittsverluste	kritisch.

Zu dieser Tabelle werden von Parrott [127] auch die entsprechenden Handlungsanweisungen angegeben. Bei der Beurteilung des Risikos für Abplatzungen sollte auch das Verhältnis des Bewehrungsdurchmessers zur Überdeckung berücksichtigt werden: bei gleicher Überdeckung und Karbonatisierungstiefe steigt die Gefahr von Rissbildungen und Abplatzungen mit zunehmendem Bewehrungsdurchmesser.

Im Zusammenhang mit der **chloridinduzierten Korrosion verschärft** die Karbonatisierung des Betons die Korrosionsbedingungen erheblich (s. **Bilder 36 und 38**). Zum einen ist das Lochfrasspotential vom pH-Wert abhängig und zum anderen werden durch die Karbonatisierung vorher gebundene Chloride wieder freigesetzt (s. Kap. 5.6.2). Durch die Karbonatisierung werden zudem SO_4^{2-} -Ionen freigesetzt, welche zuvor im Zementstein eingebunden waren und vom Gips (CaSO_4) des Zements herkommen. Daneben entstehen SO_4^{2-} -Ionen auch bei der Reaktion von $\text{Ca}(\text{OH})_2$ mit dem SO_2 aus der Umgebungsluft. SO_4^{2-} -Ionen erhöhen vorab in Kombination mit Chloriden und der Karbonatisierung das Korrosionsrisiko deutlich [106,107,121].

6.5 Korrosionsschäden mit unklarer Ursache ?

Immer wieder werden an der Bewehrung von Bauteilen echte oder vermeintliche Korrosionsschäden beobachtet, deren Ursachen nicht oder zumindest nicht auf den ersten Blick zu eruieren sind. Vorab **Rostflecken an der Bewehrung** geben oft zu Diskussionen Anlass. Dabei handelt es sich oft um alten Rost. Rost, welcher vor dem Einbetonieren der Bewehrung entstanden ist, wandelt sich nicht immer oder nur unvollständig um. Solche Rostflecken sind, sofern das Korrosionspotential auch bei nasser Witterung nicht unter einen kritischen Wert sinkt, harmlos. Dieser Fall kann als unechter Korrosionsschaden betrachtet werden.

Nun gibt es aber ein sehr ähnliches Korrosionsbild, welches durch eine noch nicht sehr weit fortgeschrittene Karbonatisierung des Betons und durch eine gleichzeitig eher tiefe Betonfeuchtigkeit verursacht wird (vgl. **Bild 46** und Kap. 7). Eine genauere Untersuchung (Dünnschliff, Analyse des Porenwassers usw.) des Deckbetons bzgl. Karbonatisierung (pH-Profil), Rissen und Porosität ist in einem solchen Falle angezeigt.

Weitere mögliche, evtl. auch nur mitwirkende Ursachen für dieses Korrosionsbild könnten ein zu hoher Sulfatgehalt des Betons oder ein, oberflächlich betrachtet unbedenklicher, nur leicht erhöhter Chloridgehalt sein. Karbonatisierung, Chlorid- und Sulfatgehalt ergeben in Kombination deutlich verschärfte Korrosionsbedingungen als die einfache Summe der Einzelfaktoren.

Je nach Objekt und Gegebenheiten müssen u.U. **weitere Korrosionsursachen** in Betracht gezogen werden (Liste unvollständig):

- biologisch induzierte Schäden am Beton und nachfolgend Korrosion an der Bewehrung, z.B. durch sulfatreduzierende Bakterien
- Wirkung von Gleich- oder Wechselstromströmen von Bahnen und Hochspannungsleitungen (induzierte und ohm'sche Ströme)
- Reinigungsmittel
- Unfallfolgen
- Blitzeinschläge
- grosse Makroelemente innerhalb des Bauteils oder mit anderen Bauwerken
- Zerstörung des Betongefüges durch betonaggressives (z.B. sulfathaltiges) Wasser oder durch Frost- und Frost/Tausalz-Einwirkung
- Betonzusatzmittel (Beschleuniger, Verzögerer)
- verunreinigte oder ungeeignete Zuschlagsstoffe (porös)
- ungeeignete Betonrezeptur (schlechte Kornabstufung)
- stärkere Korrosion an den Bewehrungsstählen vor dem Einbetonieren infolge Lagerung in aggressiver Atmosphäre (z.B. im Spritz- oder Sprühnebelbereich einer Strasse).

7 Die Korrosionsgeschwindigkeit: ein komplexes Zusammenspiel vieler Faktoren

7.1 Allgemeines

Bei der chloridinduzierten Lochkorrosion wie auch bei der Korrosion infolge Karbonatisierung muss zwischen der **Initiierungsphase**, während der sich die den Korrosionsprozess auslösenden Veränderungen im Beton einstellen (pH-Abnahme und Chlorideintrag), und der eigentlichen **Korrosionsphase** unterschieden werden (Bild 48). Die Korrosionsgeschwindigkeit während der Initiierungsphase entspricht der Stromdichte im Passivbereich ($<0.1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, $<1 \mu\text{m}/\text{Jahr}$) und kann daher vernachlässigt werden. Erfolgt bei der Interventionsgrenze eine ausreichend gute Instandsetzung, so kann der ursprüngliche Zustand praktisch wiederhergestellt und der weitere Korrosionsfortschritt stark verlangsamt werden. Eine ungenügende Instandsetzung hingegen verkürzt die Zeit bis zum erneuten Erreichen der Interventionsgrenze deutlich (keine Initiierungs-, nur Korrosionsphase).

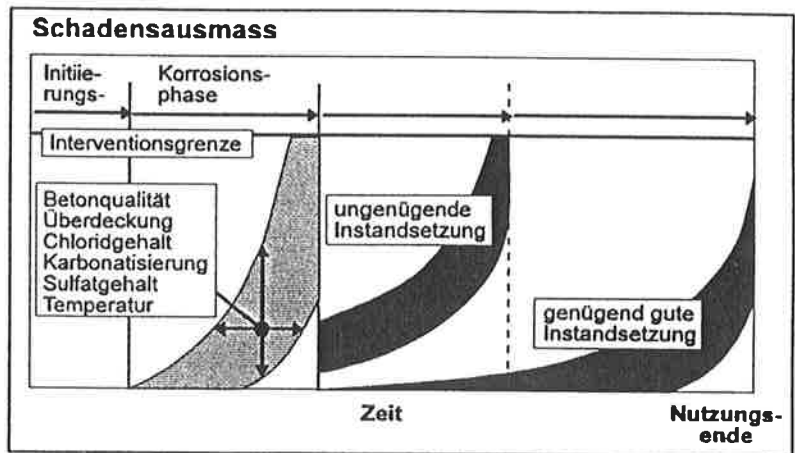


Bild 48

Schadensausmass über die Zeit.

Über die Korrosionsgeschwindigkeit und deren zeitliche Veränderung während der Korrosionsphase bei realen Bauteilen gibt es keine zuverlässige Angaben. Dies überrascht an und für sich nicht, wenn man sich die Komplexität der Vorgänge vor Augen hält (Gleichungen 5 bis 7, Bild 49). Es fehlt zwar nicht an Versuchen oder am guten Willen, die Korrosionsgeschwindigkeit der Bewehrung im realen Bauteil zu messen. Die Kernprobleme bei den meisten Methoden sind aber der Stahlbeton als naturgemäss sehr inhomogener Baustoff und die elektrische Vermaschung der Bewehrung sowie der insbesondere bei der Lochkorrosion ungleichmässige Korrosionsangriff und die bei der Korrosion infolge Karbonatisierung des Betons meist eher kleine bis sehr kleine Korrosionsgeschwindigkeit. So können wohl mittels elektrochemischer Messungen Aussagen z.B. über die elektrochemischen Widerstände gemacht werden. Die ermittelten Widerstände sind aber Mittelwerte über eine mehr oder weniger grosse Fläche. Die Umrechnung dieser Werte in Korrosionsgeschwindigkeiten setzt u.a. voraus, dass die Flächen, auf die diese Widerstände zu beziehen sind, bekannt sind. Diese Bezugsflächen sind im realen Bauteil grundsätzlich nicht bekannt und kaum bestimmbar sind. Man muss sich deshalb meist mit nicht verifizierbaren Annahmen begnügen. Dies lässt meist einen Spielraum von mindestens einem Faktor 10 zu, was für die Beurteilung des Zustandes in vielen, vielleicht sogar in den meisten Fällen zu ungenau sein dürfte. Die Zukunft wird zeigen, welche Methoden das Bedürfnis nach genauen Angaben zur momentanen Korrosionsgeschwindigkeit der Bewehrung abzudecken vermögen.

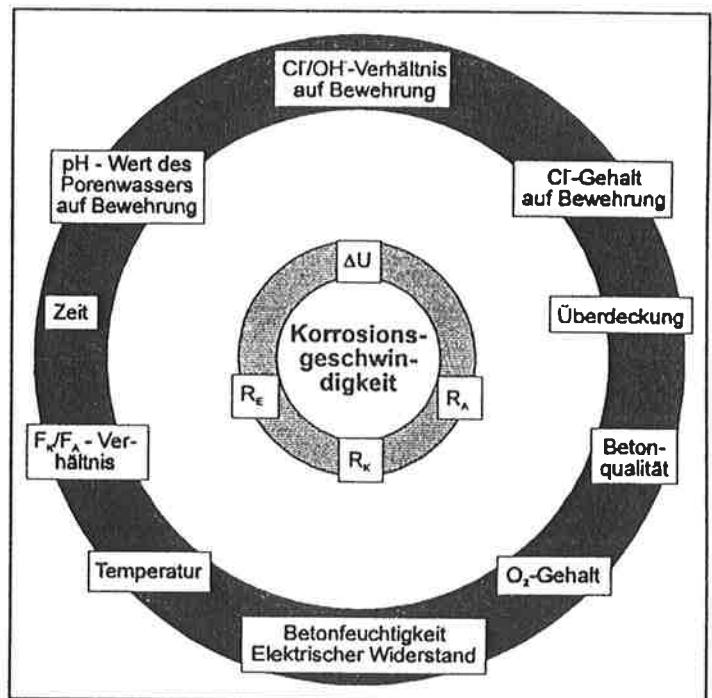


Bild 49

Einflussfaktoren auf die Korrosionsgeschwindigkeit von Stahl in Beton.

Grundsätzlich gelten die gleichen Überlegungen auch für Laboruntersuchungen. Trotzdem, und dies entspricht in Anbetracht der Bedeutung des Problems einem ausgewiesenen Bedürfnis, sind weltweit zahlreiche Forschungsgruppen daran, im Labor mit verschiedenen Methoden in mehr oder weniger realitätsnahen Versuchen diese Wissenslücke zu schliessen und die die Korrosionsgeschwindigkeit bestimmenden Faktoren zu ermitteln (s. z. B. [39,41]).

7.2 Welches sind die bestimmenden Faktoren für die Korrosionsgeschwindigkeit?

7.2.1 Elektrochemische Betrachtung

Um aus der Gleichung 6 die Korrosionsgeschwindigkeit i_{Korr} (A/m^2) zu berechnen, müssen in dieser Gleichung die Anoden- und Kathodenflächen und eine von den geometrischen Gegebenheiten des Makroelementes abhängige Grösse L sowie die spezifischen elektrochemischen Reaktionswiderstände eingesetzt werden.

$$i_{\text{Korr}} = \frac{I_{\text{Korr}}}{F_A} = \left(\frac{\Delta U}{R_A + R_K + R_E} \right) \frac{1}{F_A} = \frac{U_{\text{Korr,K}} - U_{\text{Korr,A}}}{r_A + \frac{r_K F_A}{F_K} + \frac{\rho_C F_A}{L}} \quad \text{Gl. 14}$$

Dabei sind:

I_{Korr}	Korrosionsstrom, A
ΔU	Treibspannung (=Differenz der Korrosionspotentiale), V
$U_{\text{Korr,A}}$	Korrosionspotential der Anode, V
$U_{\text{Korr,K}}$	Korrosionspotential der Kathode, V
F_A	Fläche der Anode, m^2
F_K	Fläche der Kathode, m^2
r_A	spezifischer elektrochemischer Widerstand der Anode, Ωm^2
r_K	spezifischer elektrochemischer Widerstand der Kathode, Ωm^2
ρ_C	spezifischer elektrischer Widerstand des Betons, Ωm
L	systemabhängige Grösse, m.

Die Grösse L ist eine für ein gegebenes Makroelement charakteristische Länge und ist vom Betonvolumen um die Bewehrung (Überdeckung), von der Anoden- und Kathodenfläche und vom Abstand zwischen Anode und Kathode (Stromweg) sowie von ρ_C abhängig.

Die Parameter in der Gleichung 14 sind teilweise voneinander abhängig. So sind z.B. die elektrochemischen Widerstände von der Stromdichte, die Treibspannung ΔU des Makroelementes und die als Kathode wirkende Fläche vom Betonwiderstand abhängig. Es gelingt deshalb nur unter definierten Laborbedingungen, den Einfluss der einzelnen Parameter korrekt, allerdings mit der Einschränkung, dass dies dann eben nur für die gewählte Versuchsanordnung gilt, zu bestimmen. Basierend auf solch detaillierten Untersuchungen können Modelle entwickelt, darauf basierend Modellrechnungen durchgeführt und das Systemverhalten unter verschiedenen Annahmen charakterisiert werden.

Aus Laboruntersuchungen [39,41] können folgende allgemeine Zusammenhänge abgeleitet werden:

- die **Treibspannung** ΔU sinkt mit abnehmender Betonfeuchtigkeit (= zunehmendem spez. Widerstand des Betons).
- die **elektrochemischen Widerstände** (r_A , r_K) und der **ohm'sche Widerstand** (ρ_C) steigen mit abnehmender Betonfeuchtigkeit. Der Reaktionswiderstand an der Kathode r_K wächst mit abnehmender Betonfeuchtigkeit schneller als r_A . Das Verhältnis r_K/r_A ist im nassen Beton etwa 10, im trockenen Beton weit über 100.
- die **Fläche** der im Makroelement wirksamen **Kathode** (Einzugsgebiet des kathodischen Stromes) steigt mit abnehmender Betonfeuchtigkeit.
- der **Reaktionswiderstand** an der **Anode** r_A ist flächenabhängig und wird mit zunehmender Ausdehnung der Korrosionsstelle kleiner.
- die durch das Makroelement bewirkte galvanische **Stromdichte** nimmt zu:
 - mit zunehmender Betonfeuchtigkeit (abnehmenden Widerständen)
 - mit zunehmender Fläche der Korrosionsstelle, falls F_K/F_A konstant ist
 - mit zunehmendem Verhältnis F_K/F_A (bis zu einem hauptsächlich von r_A und von der Betonfeuchtigkeit abhängigen Maximalwert)
 - mit zunehmender Temperatur.

Aus der Gleichung 14 können drei Grenzfälle abgeleitet werden:

Grenzfall 1: anodische Kontrolle	$R_A \gg R_K, R_E$
Grenzfall 2: kathodische Kontrolle	$R_K \gg R_A, R_E$
Grenzfall 3: ohm'sche Kontrolle	$R_E \gg R_A, R_K$

Diese Grenzfälle treten allerdings im realen System fast nie ein. Abgesehen von sehr trockenem oder durchnässtem Beton mit O_2 -Mangel, sind es mindestens zwei Faktoren, welche die Korrosionsgeschwindigkeit bestimmen (Bild 50).

Beim Grenzfall 1 ist der elektrochemische Reaktionswiderstand an der Anode dominant und der Korrosionsprozess ist vorwiegend anodisch kontrolliert. Dieser Grenzfall kann eintreten, wenn die Korrosionsstelle sehr klein oder die Reaktion an der Anode, d.h. die Auflösung des Metalls, stärker gehemmt oder behindert ist als die Reaktion an der Kathode und der Betonwiderstand klein sowie das Verhältnis $F_K/F_A \gg 1$ ist (typisch bei Makroelementen). Die Reaktion an der Anode kann z.B. gehemmt sein, wenn nur ein kleines Betonporenvolumen zur Aufnahme der Korrosionsprodukte vorhanden ist. Der Widerstand an der Anode kann aber auch dann dominant sein, wenn die Bedingungen am Stahl wenig korrosiv sind (z.B. tiefer Chloridgehalt des Betons) und die Reaktion an der Kathode, d.h. die Sauerstoffreduktion, wenig bis nicht gehemmt ist (z.B. hohe Porosität und damit hohe Sauerstoffdurchlässigkeit des Deckbetons). Diese Bedingungen sind z.B. bei der chloridinduzierten Korrosion bei mittleren bis hohen Betonfeuchtigkeiten, aber nicht allzu korrosiven Bedingungen erfüllt.

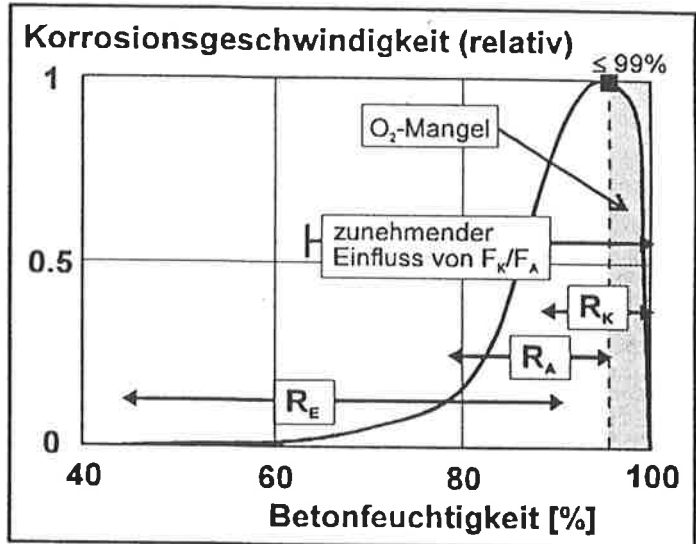


Bild 50

Abhängigkeit der Korrosionsgeschwindigkeit von der Betonfeuchtigkeit und dominanter Wirkungsbereich der verschiedenen Teilwiderstände.

Beim Grenzfall 2 dominiert die kathodische Reaktion den Korrosionsprozess (z.B. bei der Korrosion infolge Karbonatisierung des Betons). Mit steigender Betonfeuchtigkeit nimmt die Bedeutung der kathodischen Teilreaktion zu. Nahe oder bei der Wassersättigung (s. Bilder 8 und 50), d.h. bei O_2 -Mangel an der Bewehrung, ist der Korrosionsprozess immer kathodisch kontrolliert. Wie die verschiedenen Untersuchungen zeigen, und dies ist aufgrund der Gl. 14 auch zu erwarten, nimmt unter normalen Bedingungen die Bedeutung der kathodischen Kontrolle mit steigendem Verhältnis F_K/F_A ab [39,41]:

$F_K/F_A \sim 1$	Kontrollanteil der kathodischen Reaktion:	90%
$F_K/F_A \sim 20$	Kontrollanteil der kathodischen Reaktion:	20-70%
$F_K/F_A > 400$	Kontrollanteil der kathodischen Reaktion:	0-15%.

Die Widerstandskontrolle (Grenzfall 3) nimmt generell mit sinkender Betonfeuchtigkeit und mit steigendem elektrischen Widerstand des Betons (Bild 50) zu. Dies bedeutet, dass im trockenen Beton die Korrosionsgeschwindigkeit unter keinen Umständen gross sein kann, selbst dann nicht, wenn die kathodische und anodische Reaktion ungehemmt ablaufen könnten und das Verhältnis F_K/F_A sehr gross ist. In der Literatur finden sich daher häufig Angaben zu einem kritischen spez. elektrischen Betonwiderstand ($\rho_{C,krit}$), unterhalb dem keine Korrosion mehr ablaufen kann oder die Korrosionsgeschwindigkeit vernachlässigbar klein ist. Die in der Literatur genannten Werte divergieren teils ausserordentlich stark [28,39,41,75,144].

Die Lage des Maximums von i_{Korr} bzgl. der Betonfeuchtigkeit (x-Achse in Bild 50) ist abhängig von R_A und F_K/F_A : das Maximum liegt umso höher, je kleiner R_A und je grösser F_K/F_A ist und umgekehrt. Aufgrund der Abhängigkeit des O_2 -Diffusionskoeffizienten von der Betonfeuchtigkeit (Bild 8), kann angenommen werden, dass das Maximum bei Betonfeuchtigkeiten unter 99% erreicht wird. Bei einem realen Bauteil ist aber zu beachten, dass die kathodisch wirksame Bewehrung oft eher im trockenen Beton, die Korrosionsstelle hingegen eher im feuchten bis nassen Beton liegt, sodass sich die O_2 -Verarmung nicht oder weniger stark auf die Korrosionsgeschwindigkeit auswirken kann.

In den folgenden Kapiteln sollen einzelne, wichtige Einflussgrössen kurz erläutert werden.

7.2.2 Betonfeuchtigkeit und elektrischer Widerstand

Die Abhängigkeit der Korrosionsgeschwindigkeit von der relativen Luftfeuchtigkeit (RL) ist bei der atmosphärischen Korrosion schon seit sehr langer Zeit bekannt. Auch im Zusammenhang mit der Korrosion von Stahl im Beton wurde bereits 1965 anlässlich einer RILEM-Tagung [15] auf den zentralen Einfluss der relativen Luft- und Betonfeuchtigkeit auf die Korrosionsgeschwindigkeit hingewiesen.

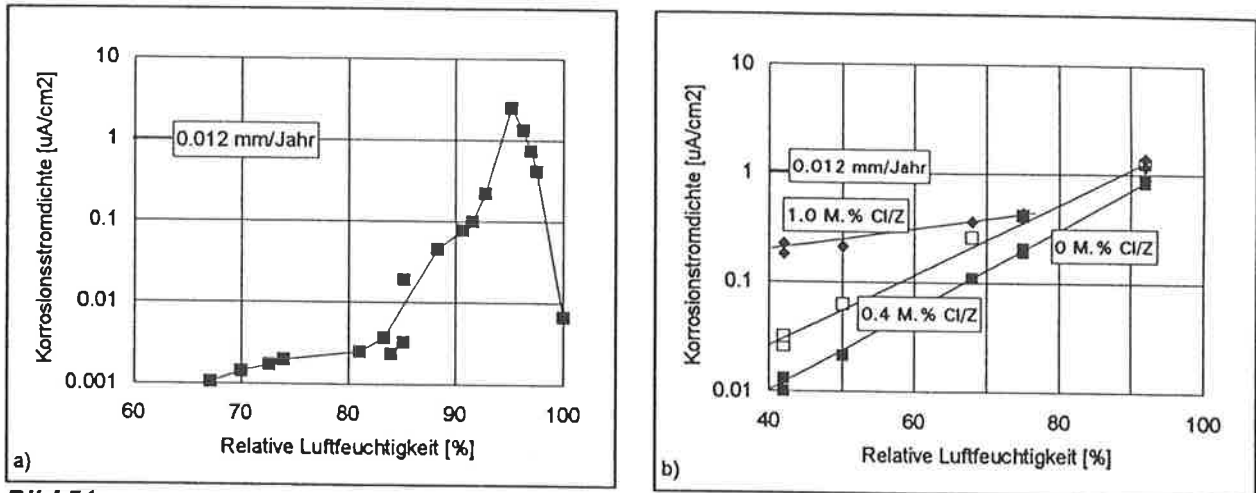


Bild 51

a) Korrosionsgeschwindigkeit von Stahl in karbonatisiertem Beton [127].

b) Einfluss des Chloridgehaltes auf die Korrosionsgeschwindigkeit von Stahl in karbonatisiertem Mörtel [19].

Nach neueren Untersuchungen steigt die Korrosionsgeschwindigkeit der Bewehrung im karbonatisierten Beton mit zunehmender RL zunächst langsam, bei $RL > 80\%$ steil an und weist bei $RL = 95\%$ ein Maximum auf (Bild 51a). Auch unter der Mitwirkung von Chloriden (Bild 51b) steigt die Korrosionsgeschwindigkeit mit zunehmender Feuchtigkeit des Betons [19,39]. Bei der chloridinduzierten Korrosion wird die maximale Korrosionsgeschwindigkeit erst bei Feuchtigkeiten über 95% erreicht [39].

Unter Vernachlässigung der elektrochemischen Reaktionswiderstände ist die Korrosionsgeschwindigkeit umgekehrt proportional zum elektrischen Betonwiderstand, d.h. direkt proportional zur Betonleitfähigkeit (s. Gl. 7 und Bild 52) [87, 92,93,145-150]. Die Vernachlässigung ist als erste Näherung durchaus erlaubt, da die elektrochemischen Reaktionswiderstände eine ähnliche Abhängigkeit von der Betonfeuchtigkeit aufweisen wie der elektrische Betonwiderstand. Sie ist auch zweckmässig, da es sowohl im Labor wie auch vor Ort wesentlich einfacher ist, den elektrischen Betonwiderstand zu bestimmen als die elektrochemischen Reaktionswiderstände. Bild 52 fasst die Resultate verschiedener Untersuchungen [39,41, 93] mit unterschiedlichen Randbedingungen hinsichtlich z.B. der Probengeometrie und der Angriffsbedingungen zusammen. Es ist ersichtlich, dass erst bei einer Leitfähigkeit unter 10^{-3} bis $10^{-4} \Omega^{-1}\text{m}^{-1}$ ($1'000$ bis $10'000 \Omega\text{m}$) die Korrosionsgeschwindigkeit unter 0.1 bis $0.01 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ (1.2 bis $0.12 \mu\text{m}/\text{Jahr}$) fällt. Bei welcher Betonfeuchtigkeit die Leitfähigkeit die genannten Werte von 10^{-3} bis $10^{-4} \Omega^{-1}\text{m}^{-1}$ unterschreitet, ist von verschiedenen Faktoren abhängig (s. Kap. 4.5). Zu beachten ist, dass es sich bei den in Bild 52 verwendeten Daten von [39] und [93] um Mittelwerte handelt.

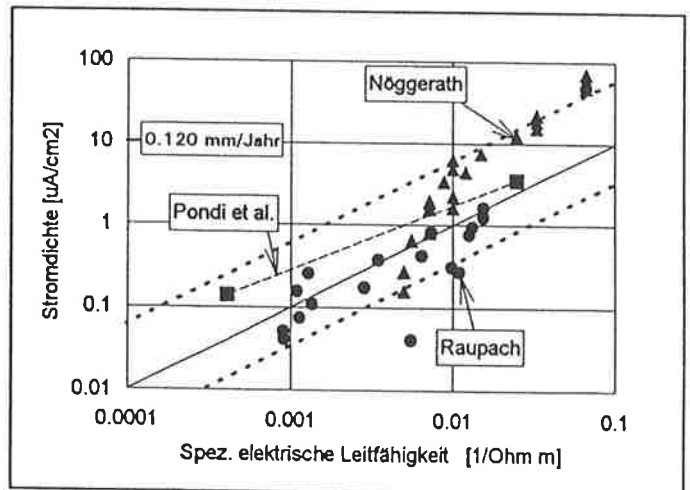


Bild 52

Korrosionsstromdichte in Abhängigkeit von der spezifischen elektrischen Leitfähigkeit des Betons bzw. Mörtels. Daten von Raupach [39], Nöggerath [41] und Pondi et al. [93].

Die Lage der Datenpunkte in Bild 52 wird vermutlich auch durch das Verhältnis F_K/F_A beeinflusst: bei gleicher Leitfähigkeit liegt i_{Korr} umso höher, je grösser F_K/F_A ist.

7.2.3 Chloridgehalt

Die Korrosionsgeschwindigkeit nimmt generell ab einem kritischen Chloridgehalt bzw. ab einem kritischen Cl^-/OH^- -Verhältnis stetig zu (Bilder 53a,b). Oberhalb des kritischen Wertes steigt bei einer Verzehnfachung des Cl^-/OH^- -Verhältnisses die Korrosionsgeschwindigkeit um etwa 3 Zehnerpotenzen an.

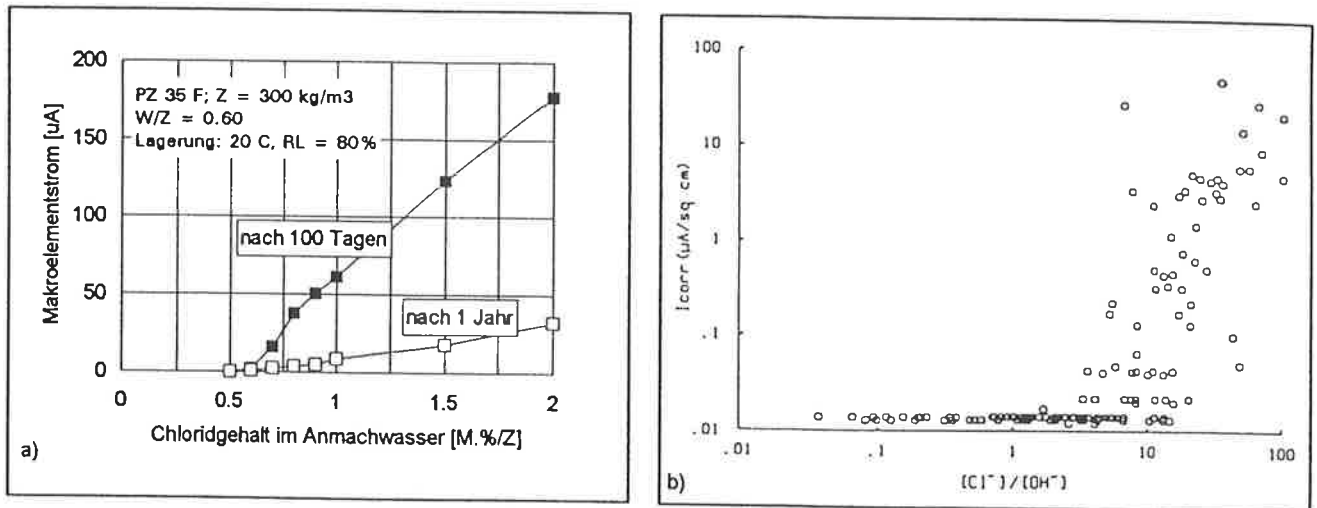


Bild 53

- a) Einfluss des Chloridgehaltes auf den Makroelementstrom in künstlichen Makroelementen [39].
 b) Einfluss des Cl^-/OH^- -Verhältnisses auf die Korrosionsgeschwindigkeit i_{corr} [17].

7.2.4 Flächenverhältnis F_K/F_A

Die Korrosionsgeschwindigkeit steigt zunächst mit zunehmendem Verhältnis F_K/F_A (Bild 10). Extreme Verhältnisse ($F_K/F_A > 500$), wie sie z.B. in der Arbeit von Nöggerath [41] vorhanden waren, bewirken aber kaum mehr eine dem Verhältnis F_K/F_A entsprechende Erhöhung der Korrosionsgeschwindigkeit. Unter diesen Umständen begrenzen die elektrochemischen Reaktionswiderstände und der elektrische Betonwiderstand die Korrosionsgeschwindigkeit.

Bei der chloridinduzierten Korrosion sind in der Praxis durchaus sehr grosse Flächenverhältnisse möglich. Unter der Annahme einer eher kleinen Stahloberfläche pro m^2 Beton von $0.5 \text{ m}^2_{\text{S}}/\text{m}^2_{\text{C}}$ resultiert z.B. bei 5 Lochfrassstellen von $1 \text{ cm}^2/\text{m}^2_{\text{C}}$ immer noch ein Verhältnis F_K/F_A von 1000. Solch extreme Flächenverhältnisse treten bei der Korrosion infolge Karbonatisierung des Betons i.d.R. nicht auf.

7.2.5 Sauerstoffangebot

Aufgrund des Kurvenverlaufes in Bild 8 kann angenommen werden, dass ein eigentlicher Sauerstoffmangel erst bei Betonfeuchtigkeiten nahe der Wassersättigung auftritt und den Korrosionsprozess zum Stillstand bringt. Bei Betonfeuchtigkeiten unter etwa 99% ist das Sauerstoffangebot in der Regel ausreichend hoch, um den Korrosionsprozess zu ermöglichen und in Gang zu halten. Mit zunehmender Dicke und Dichtigkeit der Überdeckung sinkt tendenziell das Sauerstoffangebot an der Bewehrung. Man darf daher vermuten, dass mit zunehmender Dicke und Dichtigkeit der Deckschicht die Korrosion verlangsamt und vielleicht auf tolerierbare Werte reduziert, aber nicht ganz unterbunden wird.

Unter realen Verhältnissen ist die Betonfeuchtigkeit und damit das O_2 -Angebot zeitlichen, saisonalen Änderungen unterworfen. Sie kann zudem sowohl innerhalb der Deckschicht oder Atmungszone wie auch über die Fläche eines Bauteils sehr inhomogen sein. Entsprechende Schwankungen bei der Korrosionsgeschwindigkeit sind die Folge. Weiter ist zu beachten, dass die O_2 -Verarmung, wenn überhaupt, zuerst im nassen Bereich mit der korrodierenden Bewehrung wirksam wird und nicht im trockenen Bereich mit der passiven Bewehrung. Dies verstärkt die Makroelementwirkung.

7.2.6 Temperatur

Sowohl bei der Korrosion infolge karbonatisiertem Beton wie auch bei der chloridinduzierten Korrosion nimmt die Korrosionsgeschwindigkeit mit der Temperatur zu [15,39]. Die Temperaturabhängigkeit kann mit einer der Gleichung 9 analogen Beziehung erfasst werden (Bild 54).

$$i_{\text{Korr}} = i_0 e^{b_{i,\text{Korr}} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0} \right)} \quad \text{Gl. 15}$$

i_0 i_{Korr} bei T_0
(T_0 liegt zwischen etwa -25 und -40 °C)

T, T_0 absolute Temperatur in K

$b_{i,\text{Korr}}$ Konstante in K.

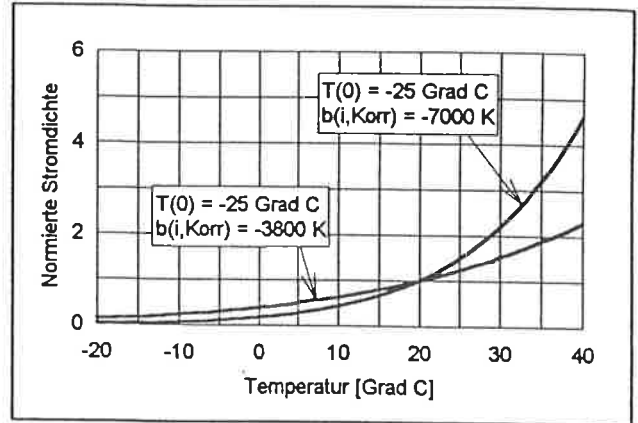


Bild 54

Einfluss der Temperatur auf die Korrosionsstromdichte (normiert) gemäss Gl. 15.

Für $b_{i,\text{Korr}}$ wurden Werte zwischen 3'800 und 7'000 K gefunden [39]. Der Temperatureinfluss auf den Stromfluss ist damit etwas stärker als auf den elektrischen Betonwiderstand ($b_\rho = 2100$ bis 5500 K, s. Kap. 4.5). Für den Stromfluss beim kathodischen Korrosionsschutz wurden für b_i Werte zwischen 2700 und 5800 K gefunden [86,87]. Aus diesen Ergebnissen darf man schliessen, dass der spezifische Betonwiderstand zu einem wesentlichen Teil auch die Temperaturabhängigkeit der Korrosionsgeschwindigkeit bestimmt.

7.2.7 Betonqualität

In sehr umfangreichen Untersuchungen hat Raupach [39] den Einfluss der Betonzusammensetzung (W/Z-Wert, Zementart und -menge, Zusätze: Flugasche, Silikastaub, usw.) untersucht. In **Bild 52** sind die nach einem Jahr gemessenen Resultate, berücksichtigt. Die Variation der Stromdichte und des Widerstandes ist im wesentlichen auf die unterschiedliche Betonzusammensetzung zurückzuführen. Es scheint, dass der Einfluss der Betonqualität auf die Korrosionsgeschwindigkeit mit dem spez. Widerstand grob charakterisiert werden könnte.

Die obige Betrachtung ist natürlich stark vereinfachend, da sich mit der Betonqualität auch der anodische und kathodische Reaktionswiderstand und damit auch deren relative Bedeutung für den Korrosionsprozess ändern [39].

Hinsichtlich der Bedeutung der Betonqualität für das Eindringen der Chloride von aussen und auf das Adsorptionsverhalten sei auf frühere Kapitel verwiesen. Auch das unterschiedliche Verhalten von Mörtel und Beton bezüglich des Transportweges wurde bereits diskutiert (Kap. 4.4).

7.2.8 Überdeckung

Über den Einfluss der Überdeckung auf die Korrosionsgeschwindigkeit gibt es kaum fundierte und systematische Untersuchungen. Viele Untersuchungsergebnisse lassen diesbezüglich keine Aussage zu, da die Korrosionsbedingungen sich mit zunehmender Überdeckung änderten. Möchte man die Korrosionsbedingungen über verschiedene Überdeckungstiefen konstant halten, so bleibt z.B. bei der Untersuchung der chloridinduzierten Korrosion nichts anderes übrig, als die Chloride dem Anmachwasser zuzugeben. Dies wiederum entspricht nicht der Beanspruchung in der Praxis und führt zur berechtigten Frage, ob und inwieweit die Ergebnisse auf die praktischen Bedingungen übertragbar sind. In diesem Sinne sind die Ergebnisse derartiger Untersuchungen, wie z.B. jene von Lambert et al. [17], welche keinen systematischen Einfluss der Überdeckung auf die Korrosionsgeschwindigkeit fanden, mit Vorsicht aufzunehmen. Man muss sich daher vorläufig mit der unumstrittenen Erkenntnis begnügen, dass eine höhere Betonüberdeckung die Initiierungsphase verlängert und, dass demzufolge nach einer bestimmten Zeit der Anteil der korrodierten Stahloberfläche oder die Lochtiefe mit zunehmender Überdeckung abnimmt [27,30].

7.2.9 Zeitliche Entwicklung der Korrosionsgeschwindigkeit

Die zeitliche Veränderung des Korrosionsprozesses an der Bewehrung im Beton wurde bis anhin nur in wenigen Labor- und Feldversuchen untersucht [17, 30, 39, 92, 93, 123]. Wie bei analogen Untersuchungen in wässrigen Lösungen **nimmt bei konstanten Angriffsbedingungen auch beim Stahlbeton die Korrosionsgeschwindigkeit mit der Zeit ab** (s. Bild 53a). Dabei ist dies meist auf den zunehmenden elektrischen Betonwiderstand und/oder auf die zunehmende Behinderung des Korrosionsprozesses durch schwerlösliche, im Nahbereich der Korrosionsstelle ausgefällte Korrosionsprodukte (zunehmender anodischer Reaktionswiderstand) zurückzuführen. Bei intensiver Lochkorrosion kann zudem auch die Abdiffusion der Fe^{2+} -Ionen aus der Angriffsstelle oder/und die Andiffusion der Cl^- -Ionen zur Anode geschwindigkeitsbestimmend sein. Die Korrosionsgeschwindigkeit nimmt sprunghaft zu, wenn sich die Dichtigkeit wegen Abplatzungen und Rissen rasch verschlechtert. Unter realen Bedingungen, wo die Korrosionsbedingungen in den ersten Jahren stetig aggressiver werden (Cl^- -Zunahme, OH^- -Abnahme), muss in dieser Zeit mit einer eher zunehmenden Korrosionsgeschwindigkeit gerechnet werden (Bild 55). Eine langsame Abnahme der Korrosionsgeschwindigkeit stellt sich vermutlich erst in einer späteren Phase ein.

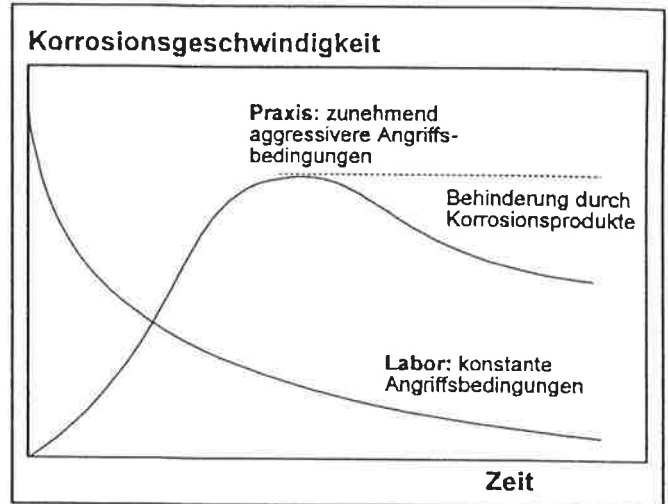


Bild 55

Verlauf der Korrosionsgeschwindigkeit über die Zeit in Laborversuchen und unter praktischen Verhältnissen.

Konkrete und verlässliche Angaben zur Korrosionsgeschwindigkeit an realen Bauteilen gibt es z.Z. nicht. Man ist deshalb auf die Resultate von Laboruntersuchungen angewiesen. Diese Werte können dann mit praktischen Erfahrungen, d.h. mit den Ergebnissen der visuellen Begutachtung verglichen werden. In Laboruntersuchungen fand z.B. Nöggerath [41] bei ausgeprägtem Makroelementeinfluss Korrosionsgeschwindigkeiten bis zu etwa $70 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ (etwa $0.8 \text{ mm}/\text{Jahr}$). Ähnlich hohe oder sogar noch höhere Werte wurden an gerissenen Prüfkörpern gemessen (s. z.B. [30]). In den meisten anderen Laboruntersuchungen wurden i.a. sehr viel kleinere Werte gemessen (siehe Übersicht in [41]). Dies ist allerdings in der Regel darauf zurückzuführen, dass die aktiv korrodierende Fläche nicht bekannt ist und nicht bestimmt wird (werden kann) [17, 39]. Aus den gleichen Gründen können in der Praxis grössere Lochtiefen festgestellt werden als man aufgrund von Laborresultaten erwarten würde.

Die in den Laboruntersuchungen von Nöggerath [41] gemessenen Werte sind durchaus mit dem in der Praxis immer wieder anzutreffenden Befund, dass nämlich einzelne Bewehrungsstähe mit einem Durchmesser von 10 bis 20 mm nach 15 bis 25 Jahren durchkorrodiert sind (entspricht einer mittleren Korrosionsgeschwindigkeit von 0.2 bis $1 \text{ mm}/\text{Jahr}$), vergleichbar. Bei der Bewertung von praktischen Befunden ist zu berücksichtigen, dass eine bestimmte Lochtiefe das Integral des Abtrages über die Zeit darstellt und die Initiierungsphase unterschiedlich lange dauern kann. Bei Betonüberdeckungen unter 20 mm, mittelmässiger Betonqualität und stark chloridbelasteten Bauteilen dürfte die Initiierungsphase vermutlich unter 5 Jahren liegen. Selbst bei Laborprüfkörpern fanden Lambert et al. [17] bei einem PC-Beton ($W/Z = 0.5$, Grösstkom: 10 mm) und einer Betonüberdeckung der Bewehrung von 40 mm bei einer monatlichen Beaufschlagung mit Salzwasser bereits nach 14 Monaten einen Anstieg der Korrosionsgeschwindigkeit.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass je nach Situation entweder der elektrische Betonwiderstand oder der Reaktionswiderstand an der Anode die Geschwindigkeit des ablaufenden Korrosionsprozesses begrenzt. Der kathodische Reaktionswiderstand ist nur bei kleinen Werten für F_K/F_A oder im vollständig und dauernd durchnässten Beton von grösserer Bedeutung.

Der anodische und kathodische Reaktionswiderstand wie auch der elektrische Betonwiderstand werden nicht nur von der Zusammensetzung des Porenwassers (pH-Wert, Chlorid- und Sauerstoffgehalt) und von der Betonfeuchtigkeit, sondern auch von betontechnologischen Parametern, der Struktur des Zementsteins (Porenvolumen und Porenradienverteilung) und von der davon abhängigen Form der Sorptionsisotherme wie auch von den Abmessungen des Bauteils, von der Anordnung (Durchmesser und Abstand) und Überdeckung der Bewehrung beeinflusst.

Um vor Ort eine Aussage über die relative Änderung der Korrosionsgeschwindigkeit über die Zeit oder über ein Bauteil zu machen, kann in erster Näherung der spezifische Betonwiderstand als Bezugsgrösse gewählt

werden (Gleichung 7). Ein absolute Aussage über die Korrosionsgeschwindigkeit dürfte vorderhand noch nicht möglich sein. Bei Neubauten können u.U. spezielle Überwachungselemente eingebaut werden [39,98].

7.3 Zusammenhang zwischen Potential und Korrosionsgeschwindigkeit

Für die Potentialmessung ist der in vielen Untersuchungen sowohl bei der chloridinduzierten Korrosion wie auch bei der Korrosion infolge Karbonatisierung festgestellte Zusammenhang zwischen Korrosionsgeschwindigkeit und Korrosionspotential von zentraler Bedeutung [8,17,67,91,95,143,145,147,148,150-153]. In all diesen Arbeiten konnte festgestellt werden, dass die **Korrosionsgeschwindigkeit mit abnehmendem Potential ansteigt (Bild 56)**. Allerdings ist die Streuung der Resultate sehr gross. Allgemein gültige, einfache Beziehungen können daher keine angegeben werden. Dies darf grundsätzlich nicht überraschen, da die Korrosionsgeschwindigkeit von mehreren Faktoren mitbestimmt wird.

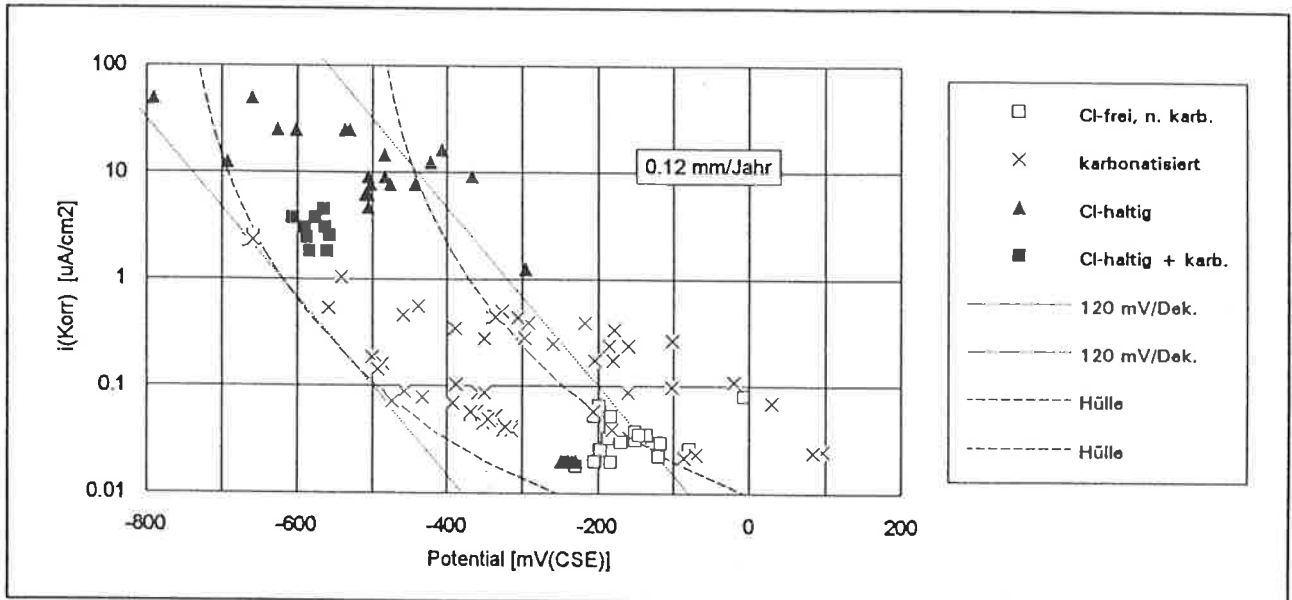


Bild 56

Zusammenhang zwischen Korrosionsstromdichte und Potential bei der chloridinduzierten Korrosion und bei der Korrosion infolge Karbonatisierung des Betons oder Mörtels; Zusammenfassung von Resultaten aus [8,17,145,152,153].

Eine neuere, sehr umfangreiche Untersuchung zu diesem Thema wurde von Lambert et al. [17] vorgelegt. Sie untersuchten die zeitliche Veränderung des Chloridgehaltes, des pH-Wertes des Porenwassers, des Korrosionspotentials U_{Korr} und der Korrosionsgeschwindigkeit i_{Korr} an verschiedenen Betonen, welche mit chloridhaltigem Wasser beaufschlagt wurden. Sie fanden, dass bei der Abnahme des Korrosionspotentials um 400 bis 500 mV i_{Korr} um etwa 4 Zehnerpotenzen ansteigt (Steigung: etwa -120 mV pro Dekade). In Bild 56 sind diese Steigungen und die Grenzen (Hülle), innerhalb deren sich die Datenpunkte dieser Untersuchung befanden, eingetragen. Ähnliche Zusammenhänge wurden auch von Elsener et al. [8,91,151] gefunden. Allerdings hat die von ihnen ermittelte Stromdichte-Potentialabhängigkeit eine etwas andere Charakteristik als jene von Lambert et al. [17]. Welche Charakteristik der Realität näher kommt, kann hier nicht beurteilt werden. Es sei nochmals daran erinnert, dass die Bestimmung der Korrosionsgeschwindigkeit bei einem ungleichmässigen Korrosionsangriff sehr schwierig ist und, dass daher die angegebenen Werte für i_{Korr} i.d.R. Mittelwerte über die ganze Probenfläche sind.

Auch bei der Korrosion infolge Karbonatisierung des Betons wurde festgestellt, dass i_{Korr} mit negativer werdendem Potential zunimmt (Bild 56) [145,152,153]. Die Steigung scheint aber mit etwa 500 bis 600 mV pro Dekade deutlich kleiner zu sein als bei der chloridinduzierten Korrosion. Bei negativeren Potentialen ist i_{Korr} bei der Korrosion infolge karbonatisiertem Beton daher wesentlich tiefer als bei der chloridinduzierten Korrosion. Demgegenüber kann aber i_{Korr} beim karbonatisierten Beton schon bei Potentialen zwischen 0 und -100 mV_{CSE} deutlich erhöht sein. Im übrigen sind im vollständig karbonatisierten Beton U_{Korr} negativer und i_{Korr} höher als die entsprechenden Werte beim nur teilweise karbonatisierten Beton [152].

7.4 Ausblick

Die Bestimmung der Korrosionsgeschwindigkeit hat sich wegen

- a) des bei der chloridinduzierten Korrosion meist nicht gleichmässigen Angriffs
- b) den vorab beim karbonatisierten Beton häufig sehr kleinen, aber über einen langen Zeitraum trotzdem schädigenden Korrosionsgeschwindigkeiten, da diese zu Betonabplatzungen führen können
- c) der sehr häufig inhomogenen Betonfeuchtigkeit

als ein äusserst schwieriges Unterfangen herausgestellt. Zur Zeit sind weltweit mehrere Forschergruppen daran, die verschiedenen Probleme bei der Bestimmung der Korrosionsgeschwindigkeit von Stahl im Beton zu lösen. In diesem Zusammenhang sei hier lediglich auf die vom IBWK der ETH Zürich entwickelte Transientenmesstechnik (s. z.B. [5,154]) und auf die beiden Bücher "Corrosion of Reinforcement in Concrete" [155] und "Method for Measuring the Corrosion Rate of Reinforcing Steel" [150] verwiesen, welche diesbezüglich einige interessante Untersuchungen enthalten.

Ob und mit welchen Methoden es gelingen wird, die Korrosionsgeschwindigkeit genügend rasch und mit ausreichender Genauigkeit zu bestimmen, wird die Zukunft zeigen. Zur Zeit sind zwar bereits einige wenige Geräte kommerziell erhältlich. Deren Einsatzmöglichkeiten und -grenzen können mangels praktischer Erfahrung zur Zeit noch nicht abschliessend beurteilt werden (s. dazu die Resultate von Vergleichsmessungen in [150]). Für eine gesicherte Beurteilung sind vermutlich noch einige Jahre erforderlich, wie dies bei der Potentialmessung der Fall war. Eine gewisse Skepsis und gegebenenfalls eine sehr kritische Evaluation sind vorläufig auf jeden Fall sicher am Platze. Es wäre daher angebracht und naheliegend, zunächst in einem (kleineren) Zwischenschritt eine zuverlässige Methode zur Messung des elektrischen Betonwiderstandes zu evaluieren und zu entwickeln und diese dann vermehrt in die Bauwerksuntersuchungen miteinzubeziehen (s. Bild 52).

Grundlagen der Korrosion und der Potentialmessung bei Stahlbetonbauten

Bases de la corrosion et de la mesure de potentiel des structures en béton armé

**Bericht Teil 2
(ab Kapitel 8
bzw. Seite 70)**

Schweizerische Gesellschaft für Korrosionsschutz (SGK), Zürich

Dr. F. Hunkeler

Forschungsauftrag 86/90 auf Antrag der
Arbeitsgruppe Brückenunterhaltsforschung

Mai 1994

510

Vorwort

Seit etwa 1985 wird die Potentialmessung zur Erfassung des Korrosionszustandes der Bewehrung bei Stahlbetonbauwerken in der Schweiz eingesetzt. In diesem Zusammenhang erbrachten vorab die Forschungsarbeiten am Institut für Baustoffe, Werkstoffchemie und Korrosion (IBWK) der ETH Zürich einen wichtigen Beitrag. Die Schweizerische Gesellschaft für Korrosionsschutz (SGK), Zürich, hat zusammen mit dem IBWK die Potentialmessung in den letzten Jahren bei vielen, verschiedenen Bauwerken oder -teilen ausgetestet und so auf einen hohen Stand gebracht. Die Voraussetzungen für eine breitere Anwendung der Potentialmessung in der Praxis sind nun gegeben.

Bis anhin wurde die Potentialmessung trotz ihrer Vorteile nur von wenigen Ingenieuren angewendet. Zudem steht ein grosser Teil der öffentlichen und privaten Bauherrschaft der Potentialmessung nach wie vor zurückhaltend gegenüber. Diese mangelnde Verbreitung und Akzeptanz der Methode ist im wesentlichen auf zwei Ursachen zurückzuführen:

- Unkenntnis:

Für Bauingenieure ist die Potentialmessung eine Methode, die mit dem üblichen Wissen und Erfahrungshorizont nicht eingeordnet und verstanden werden kann. Zudem ist die Methode vielerorts noch ganz unbekannt.

- Angebotsmangel bzw. Fachkräftemangel:

Auf der Angebotsseite besteht ein klarer Mangel an ausgebildeten Fachkräften, welche die Potentialmessung korrekt ausführen und interpretieren können.

Um den angesprochenen Fachkräftemangel rasch und effizient abzubauen, wurde 1990 auf die Initiative der Schweizerischen Gesellschaft für Korrosionsschutz (SGK) hin die "Interessengemeinschaft Potentialmessung Stahlbeton" (IG Pot) ins Leben gerufen. Die IG Pot hat sich zum Ziel gesetzt, die vorhandenen Erfahrungen möglichst "verlustfrei" untereinander auszutauschen und zu vertiefen sowie sich für die Aus- und Weiterbildung zu engagieren. In diesem Sinne wurde in einem ersten Schritt das **Merkblatt SIA 2006: "Durchführung und Interpretation der Potentialmessung an Stahlbetonbauten"** erarbeitet. Dieses Merkblatt will Bauherren, Eigentümer und Ingenieure über die Möglichkeiten und Grenzen der Anwendung der Potentialmessung informieren. Es soll ihnen ermöglichen, die Potentialmessung und deren Ergebnisse in die Zustandsbeurteilung von Bauwerken korrekt einzuordnen und zu gewichten. Darüber hinaus setzt das Merkblatt einen Rahmen für die Anwender dieser Methode in Bezug auf die Durchführung, Auswertung und Interpretation. Damit soll unter den verschiedenen Anwendern ein vergleichbarer Qualitätsstandard erreicht werden.

Die korrekte Anwendung und Interpretation der Potentialmessung setzt detaillierte Kenntnisse über die Korrosion von Metallen, insbesondere über die Korrosion der Bewehrung im Beton voraus. In der vorliegenden Arbeit wird diesen Grundlagen ein breiter Raum eingeräumt. Es wurde versucht, die Grundlagen der Korrosion und der Potentialmessung für eine breitere Leserschaft, d.h. für die praktisch tätigen Ingenieure in den Verwaltungen, Ingenieurbüros und Unternehmungen aufzuarbeiten und zusammenzufassen. In diesem Sinne soll die Arbeit dazu dienen, das Verständnis für die Korrosionsvorgänge an der Bewehrung im Beton und für die Potentialmessung zu vertiefen. Zusammen mit dem Merkblatt SIA 2006, welches mehr die praktischen Aspekte der Potentialmessung behandelt, soll sie das Fundament für die korrekte Anwendung und Interpretation der Potentialmessung darstellen. Die Arbeit soll zudem auch für die Aus- und Weiterbildung von Fachkräften benutzt werden können.

An dieser Stelle möchte ich mich bei Herrn P. Mantovani vom Tiefbauamt des Kt. Graubünden ganz herzlich bedanken. Nur Dank seiner Hilfe und Unterstützung sowie seiner Bereitschaft, die Potentialmessung als Untersuchungstechnik anzuwenden, konnten wir den heutigen Kenntnisstand erreichen. Ich hoffe, dass es auch in anderen Bereichen immer wieder Personen und Institutionen geben wird, die diese Art von Vorreiterrolle übernehmen. Danken möchte ich auch den Mitgliedern der IG Pot für ihre Anregungen und fruchtbaren Diskussionen. Ein weiterer Dank richtet sich an das Bundesamt für Strassenbau für die finanzielle Unterstützung zur Durchführung dieser Arbeit.

Inhaltsverzeichnis

	Seite
Zusammenfassung, Résumé	6
1 Einleitung	7
2 Korrosion von Stahl im Beton	9
2.1 Allgemeines	9
2.2 Voraussetzungen für Korrosion	10
3 Elektrochemische Grundlagen	11
3.1 Einführung	11
3.2 Anodische Teilreaktion	11
3.3 Kathodische Teilreaktion	15
3.4 Korrosionspotential von Stahl im Beton	17
3.5 Makroelemente	18
4 Der Beton als Elektrolyt	20
4.1 "Betonqualität"	20
4.2 Beton - ein poröser Baustoff	21
4.3 Wassergehalt des Betons	23
4.4 Transportvorgänge im Beton	26
4.4.1 Allgemeines	26
4.4.2 Kapillartransport	27
4.4.3 Diffusion	29
4.4.4 Druckgefälle	32
4.4.5 Migration	32
4.5 Der elektrische Widerstand des Betons	33
4.6 Sauerstoffdurchlässigkeit des Betons	35
5 Chloride im Beton	37
5.1 Allgemeines	37
5.2 Herkunft der Chloride im Beton	38
5.3 Wie kommen die Chloride in den Beton?	39
5.4 Chloridkonzentrationsprofile im Beton	43
5.5 Wirkung der Chloride	44
5.6 Gibt es einen kritischen Grenzwert für Korrosion?	46
5.6.1 Allgemeine Feststellungen	46
5.6.2 Gleichgewicht zwischen gebundenen und freien Chloriden	47
5.6.3 Praktische Erfahrungswerte	48
5.7 Cl^-/OH^- - Verhältnis als kritischer Parameter für Lochfrass	51
6 Karbonatisierung des Betons	54
6.1 Karbonatisierungsreaktion und deren Einflussgrößen	54
6.2 Bestimmung der Karbonatisierungstiefe	56
6.3 Zeitlicher Verlauf der Karbonatisierung	58
6.4 Korrosionsrisiko infolge Karbonatisierung des Betons	58
6.5 Korrosionsschäden mit unklarer Ursache?	60
7 Die Korrosionsgeschwindigkeit: ein komplexes Zusammenspiel vieler Faktoren	61
7.1 Allgemeines	61
7.2 Welches sind die bestimmenden Faktoren für die Korrosionsgeschwindigkeit?	62
7.2.1 Elektrochemische Betrachtung	62
7.2.2 Betonfeuchtigkeit und elektrischer Widerstand	64
7.2.3 Chloridgehalt	65
7.2.4 Flächenverhältnis F_K/F_A	65
7.2.5 Sauerstoffangebot	65
7.2.6 Temperatur	66
7.2.7 Betonqualität	66
7.2.8 Überdeckung	66
7.2.9 Zeitliche Entwicklung der Korrosionsgeschwindigkeit	67
7.3 Zusammenhang zwischen Potential und Korrosionsgeschwindigkeit	68
7.4 Ausblick	69

8 Grundlagen der Potentialmessung bei Stahlbetonbauwerken	70
8.1 Einleitung	70
8.2 Messprinzip	71
8.3 Übersicht über die Einflüsse auf das Potential der Bewehrung	74
8.4 Haupteinflüsse	75
8.4.1 Korrosionszustand der Bewehrung	75
8.4.2 Andere Metalle	75
8.4.3 Betonfeuchtigkeit und -widerstand	76
8.4.4 Chloridgehalt des Betons	77
8.4.5 pH-Wert des Porenwassers	77
8.4.6 Sauerstoffgehalt des Betons	77
8.4.7 Makroelemente	77
8.5 Nebeneinflüsse	79
8.5.1 Betonqualität	79
8.5.2 Überdeckung der Bewehrung	80
8.5.3 Anordnung der Bewehrung	80
8.5.4 Temperatur	80
8.5.5 Risse und Fugen	82
8.5.6 Nicht vollständig mit Beton umhüllter unlegierter oder verzinkter Stahl	83
8.5.7 Alter des Betons	83
8.5.8 Kunstharz- oder kunststoffmodifizierte Mörtel	84
8.6 Störeinflüsse	85
8.6.1 Diffusionspotential	85
8.6.2 Regen	87
8.6.3 Hochohmige Oberflächenschichten	87
8.6.4 Beläge, Abdichtungen und Beschichtungen	89
8.6.5 Streuströme	89
8.6.6 Erdungsanlagen, Sendeanlagen, Funkgeräte	90
8.7 Reproduzierbarkeit	91
9 Anwendung der Potentialmessung	92
9.1 Voraussetzungen für die Anwendung	92
9.2 Arten der Potentialmessung	92
9.3 Einsatzmöglichkeiten im Hoch- und Tiefbau	94
9.4 Anwendungshinweise	95
9.4.1 Übersicht	95
9.4.2 Punktmessung an der Untersicht von Brückenplatten	97
9.4.3 Punktmessung auf der Oberseite von Brückenplatten	99
9.4.4 Potentialfeldmessung	99
9.4.5 Spannglieder	100
9.4.6 Wände	100
9.4.7 Untersichten	101
9.4.8 Stützen	101
9.5 Praktische Durchführung	101
10 Auswertung und Interpretation der Resultate der Potentialmessung	102
10.1 Vorbemerkung	102
10.2 Darstellung der Resultate	102
10.3 Auswertung der Resultate	105
10.3.1 Statistische Analyse	105
10.3.2 Zusammenhang zwischen Potential und Chloridgehalt	109
10.3.3 Zusammenhang zwischen Potential und pH-Wert des Porenwassers	110
10.3.4 Zusammenhang zwischen Potential und Zustand der Bewehrung	110
10.4 Interpretation und Beurteilung der Resultate	110

11 Beispiele für die Anwendung der Potentialmessung	113
11.1 Einleitung	113
11.2 Punktmessung an der Untersicht der Zwillingsbrücken Cascella und Nanin	114
11.2.1 Beschreibung der Brücken	114
11.2.2 Durchführung der Messung	115
11.2.3 Resultate	115
11.2.4 Auswertung	120
11.2.5 Interpretation	121
11.2.6 Beurteilung	124
11.3 Punktmessung bei der Galerie Rofla	127
11.3.1 Durchführung der Messung	127
11.3.2 Resultate	127
11.3.3 Auswertung	131
11.3.4 Interpretation	133
11.3.5 Beurteilung	134
11.4 Punktmessung zur Erfolgskontrolle	135
11.4.1 Einleitung	135
11.4.2 Hinterrheinbrücke Crestawald	135
11.4.3 Rheinbrücke Tamins	136
11.4.3.1 Ausgangslage	136
11.4.3.2 Messungen	137
11.4.3.3 Visuelle Beobachtungen	137
11.4.3.4 Resultate und Auswertung	137
11.4.3.5 Korrelation zwischen Chloridgehalt und Potential	141
11.4.3.6 Zusammenfassung und Empfehlungen	141
11.4.3.7 Allgemeine Folgerungen für die Instandsetzung von Brückenplatten	142
11.5 Punktmessung an der Stahlbetonfassade eines Getreidesilos	144
11.5.1 Durchführung der Messung	144
11.5.2 Resultate	144
11.5.3 Auswertung	145
11.5.4 Interpretation	148
11.5.5 Beurteilung	149
11.6 Vergleich zwischen Potentialpunkt- und Potentialfeldmessung bei einer Brückenplatte	151
11.6.1 Ausgangslage	151
11.6.2 Auswertung und Vergleich der Resultate	151
11.6.3 Beurteilung und Folgerungen	153
Liste der Abkürzungen und Symbole	155
Literaturverzeichnis	157

Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit gibt im **ersten Teil (Kap. 2 bis 7)** einen Überblick über die Grundlagen der Korrosion von Stahl im Beton. Insbesondere sind behandelt:

- elektrochemische Grundlagen der Korrosion von Stahl im Beton
- elektrolytische Eigenschaften des Betons und Transportvorgänge im Beton
- Chloride im Beton, kritische Chloridkonzentration und kritisches Chlorid-/Hydroxidionenverhältnis
- Karbonatisierung des Betons
- Einflüsse auf die Korrosionsgeschwindigkeit von Stahl im Beton.

Im **zweiten Teil (Kap. 8 bis 10)** der Arbeit werden die Grundlagen der Potentialmessung behandelt. Dabei sind die folgenden Aspekte eingehend erläutert:

- Haupt-, Neben- und Störeinflüsse auf das Potential der Bewehrung
- Arten der Potentialmessung
- Anwendung im Hoch- und Tiefbau
- Auswertung und Interpretation der Resultate.

Im **dritten Teil (Kap. 11)** der Arbeit sind verschiedene Beispiele der Anwendung, Auswertung und Interpretation der Potentialmessung vorgestellt:

- Brückenplatten mit chloridinduzierter Korrosion
- Galerie (Rückwand und Stützen) mit chloridinduzierter Korrosion
- Erfolgskontrolle der Instandsetzung von Brückenplatten
- Fassade eines Hochbaus mit Rissen und karbonatisiertem Beton
- Vergleich Punktmessung/Potentialfeldmessung bei einer Brückenplatte.

Résumé

Le présent travail de recherche donne, dans la **première partie (chap. 2 à 7)**, une vue d'ensemble des bases de la corrosion de l'acier dans le béton. Il traite en particulier:

- des bases électrochimiques de la corrosion de l'acier dans le béton
- des propriétés électrolytiques du béton et des phénomènes de transport dans le béton
- des chlorures dans le béton, de leur concentration critique et de la valeur critique du rapport entre les ions de chlorure et les ions d'hydroxide
- de la carbonatation du béton
- des facteurs influant sur la vitesse de corrosion de l'acier dans le béton.

La **deuxième partie (chap. 8 à 10)** est consacrée aux bases de la mesure de potentiel. Les aspects suivants sont traités dans le détail:

- effets parasites principaux et secondaires agissant sur le potentiel de l'armature
- genres de mesures de potentiel
- application dans le bâtiment et le génie civil
- interprétation des résultats.

La **troisième partie (chap. 11)** contient des exemples d'application et d'interprétation de la mesure de potentiel, à savoir:

- dalles de ponts avec corrosion due aux chlorures
- murs et colonnes de galeries dont l'armature est corrodée suite à la présence de chlorures
- vérification du succès de la réfection de dalles de ponts
- bâtiment dont la façade en béton est fissurée et carbonatée
- comparaison, pour une dalle de pont, entre la mesure de potentiel ponctuel et la mesure du champ de potentiel.

8. Grundlagen der Potentialmessung bei Stahlbetonbauwerken

8.1 Einleitung

Die erste Publikation über die Potentialmessung bei Stahlbetonbauwerken erschien 1957 in den USA [156]. In den 70er Jahren nahm, vorab in den USA, die Zahl der Publikationen zu diesem Thema rasch zu und führte 1977 erstmals zu einem ASTM-Standard [1]. In anderen Bereichen der Technik, wie z.B. bei der Kontrolle des Korrosionszustandes von Rohrleitungen, wird die Potentialmessung schon seit Jahrzehnten mit Erfolg angewendet. Im Gegensatz zu Nordamerika begann man in Europa erst in der zweiten Hälfte der 70er und anfangs der 80er Jahre vereinzelt Bauwerke mittels der Potentialmessung zu untersuchen. Ein zunehmender Einsatz dieses Verfahrens ist erst seit der zweiten Hälfte der 80er Jahre zu verzeichnen. Die Potentialmessung fand zunächst bei chloridverseuchten Bauwerken des Tief- und Ingenieurbaus eine breitere Anwendung. Die Anwendung dieses Verfahrens im Hochbau setzte erst einige Jahre später ein. Der Bedarf an einfachen und flächendeckenden Untersuchungsmethoden war und ist bei chloridverseuchten Tief- und Ingenieurbauten weit grösser und i.a. auch dringender als bei Hochbauten. Im Vergleich zu den übrigen europäischen Ländern hatte die Schweiz eine Art Pionierrolle. Dies ist vorab dem Institut für Baustoffe, Werkstoffchemie und Korrosion, namentlich Prof. Dr. H. Böhni und Dr. B. Elsener, zu verdanken.

Zusammenfassende Erfahrungsberichte über die Potentialmessung aus anderen Ländern liegen leider keine vor. Die allermeisten Arbeiten beschränken sich nur auf bestimmte Teilaspekte des Verfahrens. Generell wird die Potentialmessung auch im Ausland sehr positiv beurteilt. Dabei wird meist einschränkend und zu Recht vermerkt, dass diese Methode keine direkte Aussage über die Korrosionsgeschwindigkeit zulässt. Es wird meist darauf hingewiesen, dass die Potentialmessung mit elektrochemischen Verfahren, welche die Bestimmung der (aktuellen) Korrosionsgeschwindigkeit ermöglichen, kombiniert oder durch diese ersetzt werden sollte. Die Schwierigkeiten, die sich bei der Messung der Korrosionsgeschwindigkeit ergeben, wurden im Kap. 7 erläutert. Nur in wenigen Ländern (z.B. USA, Italien) sind, abgesehen von der Schweiz, Vorschriften für die Anwendung des Verfahrens vorhanden. Nach den Kenntnissen des Autors ist die Anwendung der Potentialmessung bei der Zustandsaufnahme nur in ganz wenigen Einzelfällen (z.B. für Autobahnen in Ontario) vorgeschrieben.

In der Schweiz liegt seit kurzem das Merkblatt SIA 2006 [9] vor. Es beschreibt in knapper Form die wichtigsten Aspekte der Potentialmessung und soll die korrekte Anwendung und Interpretation des Verfahrens sicherstellen. Ergänzend zu diesem Merkblatt behandeln die folgenden Kapitel die spezifischen Grundlagen der Potentialmessung (**Kapitel 8**) und das generelle Vorgehen bei der Messung (**Kapitel 9**) sowie die Auswertung und Interpretation der Resultate (**Kapitel 10**) sehr eingehend. Da das Korrosionspotential von Stahl im Beton von verschiedenen Faktoren beeinflusst wird, bedürfen die Resultate der Potentialmessung einer fachkundigen Interpretation. Dazu sind fundierte Kenntnisse der Grundlagen der Korrosion von Stahl in Beton unerlässlich. Sie wurden in den vorhergehenden Kapiteln behandelt. Die mehr praktischen Aspekte des Einsatzes der Potentialmessung sind im erwähnten Merkblatt ausreichend gut erläutert und werden hier nur noch gestreift.

Die Potentialmessung erlaubt **grundsätzlich**

- eine flächendeckende Aussage bzgl.
 - * Lage und Ausmass von Korrosionsherden
 - * Korrosionszustand der Bewehrung
 - * Chloridverseuchung des Betons
 - * Karbonatisierung des Betons
 - * Feuchtigkeitsverteilung (z.B. unter Abdichtungen) in einem Bauteil
 zu machen.
- eine Entscheidungsgrundlage zu liefern, ob und ggf. in welchem Umfang Erhaltungs- und Erneuerungsmassnahmen notwendig sind.
- den Erfolg von Erhaltungs- und Erneuerungsmassnahmen zu kontrollieren.

Im **Kapitel 11** dieser Arbeit werden einige der genannten Möglichkeiten anhand von Beispielen erläutert.

Im Gegensatz zu vielen anderen Untersuchungsverfahren ist die Potentialmessung (praktisch) zerstörungsfrei: es ist nur ein elektrischer Anschluss an die Bewehrung erforderlich. Bei Zustandsaufnahmen sollten zunächst zerstörungsfreie Methoden eingesetzt werden und erst danach gezielt, d.h. z.B. aufgrund der Resultate der Potentialmessung, Sondierschlitze geöffnet und Bohrkerns entnommen werden. Dies gibt Gewähr

für eine gut abgestützte, flächendeckende Aussage z.B. über den Korrosionszustand der Bewehrung und den Chloridgehalt im Beton. Diese Art des Vorgehens bei der Zustandsaufnahme erlaubt auch klare Angaben über Lage und Grösse der Korrosionsherde und über das Ausmass des erforderlichen Betonabbruches (Fläche, Tiefe). Diese Informationen sind die Basis für die gute Planung und erfolgreiche Durchführung von Erneuerungs- und Erhaltungsmaßnahmen.

8.2 Messprinzip

Das Korrosionspotential als Messgrösse bei der Potentialmessung wird grundsätzlich durch folgende Faktoren bestimmt:

- Art des Metalls
- Art, Zusammensetzung und Verunreinigungen des Elektrolyten, in dem sich das Metall befindet
- Sauerstoffgehalt des Elektrolyten (bei Feststoffelektrolyten wie Böden oder Beton: abhängig vom Feuchtigkeitsgehalt)
- Makroelemente wegen der elektrischen Verbindung zu anderen Metallen im gleichen Elektrolyten (z.B. unlegierter Stahl und Kupfer im Wasser) oder zum gleichen Metall in einem anderen Elektrolyten (z.B. Stahl im chloridfreien und chloridhaltigen Beton)
- Streuströme (Gleich- und Wechselstreuströme)
- Temperatur.

Bei Stahlbetonbauwerken kann das Korrosionspotential der Bewehrung in einem weiten Bereich variieren (Tabelle 7). Das Korrosionspotential eines korrodierenden Stahles im chloridhaltigen Beton unterscheidet sich gemäss Tabelle 7 von jenem eines nichtkorrodierenden Stahles im alkalischen, chloridfreien Beton um bis zu mehreren 100 mV. Diese Tatsache wird bei der Potentialmessung genutzt, um eine Aussage über den Korrosionszustand der Bewehrung zu machen.

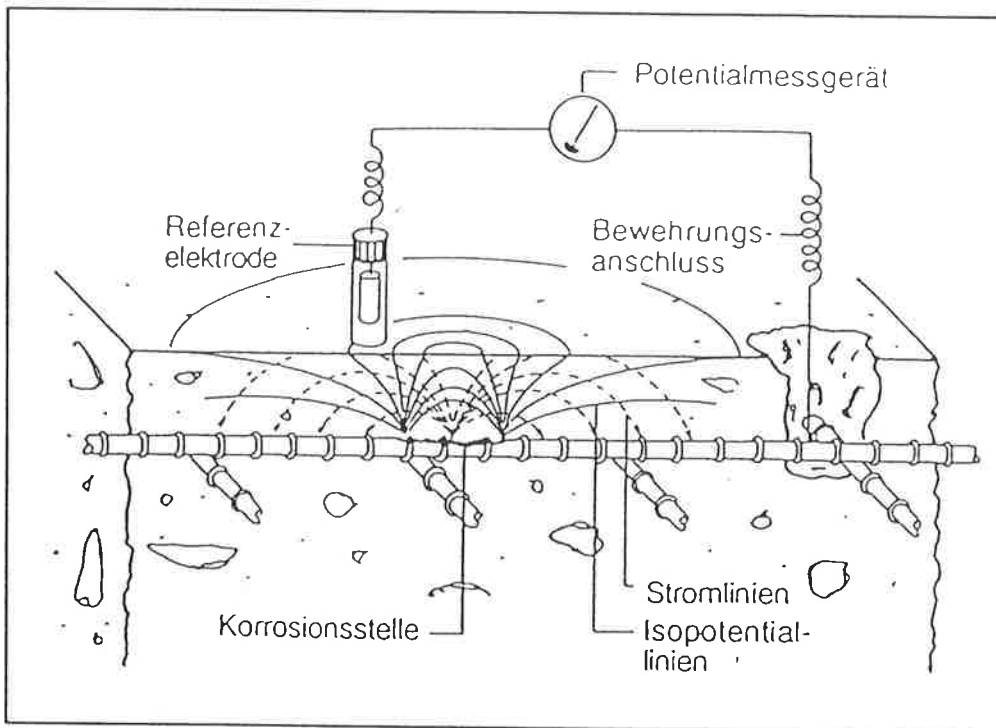
Tabelle 7 Korrosionspotentiale von Metallen im Beton

Elektrode	Potential [V _{CSE}]
O ₂ -Elektrode im alkalischen Beton	≤+0.17
Fe ²⁺ /Fe ³⁺ -Elektrode	≤+0.45
Betonstahl in:	
gesättigter Ca(OH) ₂ -Lösung	-1.1
O ₂ -freiem, wassergesättigtem Beton	≥-1.1
normalfeuchtem, Cl ⁻ -haltigem Beton	≥-0.6
normalfeuchtem, Cl ⁻ -freiem Beton	+0.1 bis -0.1
normalfeuchtem, karbonatisiertem Beton	+0.1 bis -0.3
trockenem, karbonatisiertem Beton	+0.2 bis 0
trockenem Beton	+0.2 bis 0
Nichtrostender Stahl in normalfeuchtem B.	+0.1 bis -0.2
Kupfer in normalfeuchtem Beton	+0.1 bis -0.2
Verzinkter Stahl in:	
nassem Beton	≥-1.1
normalfeuchtem, Cl ⁻ -haltigem Beton	≥-0.8
normalfeuchtem Beton	ähnlich wie Betonstahl
normalfeuchtem, karbonatisiertem Beton	+0.2 bis -0.1
trockenem, karbonatisiertem Beton	ähnlich wie Betonstahl
trockenem Beton	ähnlich wie Betonstahl

In Bild 57 sind schematisch das Potentialfeld und die Stromlinien über einer Korrosionsstelle sowie das Messprinzip bei der Potentialmessung dargestellt.

Für die Potentialmessung werden grundsätzlich benötigt:

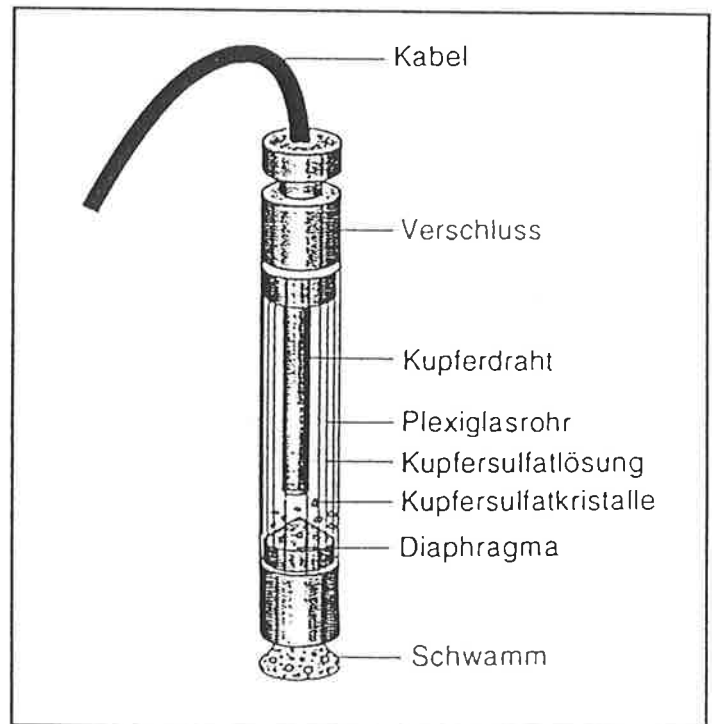
- Anschluss an die Bewehrung
- Referenzelektrode
- Spannungsmessgerät
- Kabel.

**Bild 57**

Schematische Darstellung der Stromlinien und des Potentialfeldes um eine Korrosionsstelle und des Messprinzips der Potentialmessung [9].

Eine Referenzelektrode (**Bild 58**) ist eine Halbzelle, genauso wie die Bewehrung im Beton. Referenzelektroden zeichnen sich durch ein zeitlich konstantes, wenig temperaturabhängiges Potential aus. Der gemeinsame Bezugspunkt aller Referenzelektroden ist die Normal- oder Standardwasserstoffelektrode (**Tabelle 8**).

Eine Referenzelektrode (RE) besteht aus einem Gefäß (meist aus Glas oder Plexiglas), einem Diaphragma oder einer Membran (meist aus Holz oder Keramik), einem nichtkorrodierenden Metall, einem bestimmten Elektrolyten und einem Anschlusskabel an das Metall. Bei der Kupfer/Kupfersulfat-Referenzelektrode (CSE-Referenzelektrode), welche bei der Potentialmessung bei Stahlbeton zumeist verwendet wird, ist ein Kupferstab in eine wässrige, gesättigte Kupfersulfat (CuSO_4)-Lösung eingetaucht. Von einigen Systemanbietern wird die SSE-Elektrode vorab wegen der im Vergleich zur CSE-Elektrode kürzeren Reaktionszeit bevorzugt [157].

**Bild 58**

Schematische Darstellung der Kupfer/Kupfersulfatelektrode [9].

Tabelle 8 Angaben zu einigen Referenzelektroden

Name	Abkürzung	Beschreibung	Standardpotential bei 25 °C [mV _{NHE}]	Temperaturkoeffizient [mV/°C]	Umrechnung zu
Kalomelektrode	SCE	Hg/Hg ₂ Cl ₂ KCl ges.	+241	-0.66	SSE: -9 mV CSE: -77 mV SHE: +241 mV
Silber/Silberchlorid-elektrode	SSE	Ag/AgCl KCl ges.	+250	-0.65	SCE: +9 mV CSE: -68 mV SHE: +250 mV
Kupfer/Kupfersulfat-elektrode	CSE	Cu/CuSO ₄	+318	0.7 bis 0.9	SCE: +77 mV SSE: +68 mV SHE: +318 mV
Standardwasserstoff-elektrode	SHE	Pt/H ₂ /H ₂ O	±000		SCE: -241 mV SSE: -250 mV CSE: -318 mV

Bei der Potentialmessung wird grundsätzlich die Spannungs- oder eben die Potentialdifferenz zwischen der Referenzelektrode als eine Halbzelle und der Bewehrung im Beton als andere Halbzelle gemessen. Obwohl es sich bei der Potentialmessung eigentlich um eine Potentialdifferenzmessung handelt, spricht man nicht von den gemessenen Potentialdifferenzen, sondern von Potentialen, deren Bezugspunkt die Referenzelektrode darstellt. Dieser Sprachgebrauch ist begründet, da bei der Messung das Potential der Referenzelektrode konstant ist und nur die Bewehrung im Beton Schwankungen aufweist. Bei der Angabe von Potentialen ist daher immer auch der Bezugspunkt, d.h. die Art der Referenzelektrode anzugeben, z.B. mV_{SHE} oder mV_{CSE}.

Im üblichen Anwendungsbereich der CSE-Referenzelektrode zwischen 0 und etwa 40 °C variiert das Potential um etwa 30 bis max. 35 mV. Im Vergleich zu den übrigen Einflüssen bei der Potentialmessung kann der Temperatureinfluss auf das Potential der RE i.a. vernachlässigt werden. Die Abweichung vom Sollwert beträgt bei sauberen und frisch angesetzten RE i.a. weniger als ±5 mV.

Bei Über-Kopf-Messungen, z.B. an Untersichten, sind geeignete Massnahmen zu treffen, damit das Diaphragma mit der Kupfersulfatlösung immer in gutem Kontakt bleibt.

Neben der Kupfer/Kupfersulfat-Elektrode werden für die Potentialmessung im Stahlbeton, insbesondere für permanente Installationen, z.B. für die Überwachung des kathodischen Korrosionsschutzes, ein ganze Reihe weiterer Referenzelektroden verwendet [158-160]. Das grösste Problem bei permanent eingebauten RE ist deren Langzeitstabilität und deren Verhalten im trockenen Beton.

8.3 Übersicht über die Einflüsse auf das Potential der Bewehrung

Die Tabelle 9 gibt eine Übersicht über die möglichen Einflussgrößen. Man kann zwischen Haupt-, Neben- und Störeinflüssen sowie eigentlichen Messfehlern unterscheiden. Die Haupteinflüsse auf das Korrosionspotential der Bewehrung im Beton wurden in den Kap. 3 bis 7 ausführlich erläutert. Sie werden daher hier nur noch in knapper Form behandelt. Das Bild 59 veranschaulicht zusammenfassend das komplexe Zusammenspiel der verschiedenen Haupteinflüsse.

Tabelle 9 Einflüsse auf das Korrosionspotential der Bewehrung

Haupteinflüsse <ul style="list-style-type: none"> - Korrosionszustand der Bewehrung - Chloridgehalt des Betons - Feuchtigkeit und Widerstand des Betons - pH-Wert des Betonporenwassers (Karbonatisierungstiefe des Betons) - Sauerstoffgehalt des Betons - Makroelemente 	Nebeneinflüsse <ul style="list-style-type: none"> - Temperatur - Betonqualität - Alter des Betons - Anordnung und Überdeckung der Bewehrung - Risse und Fugen - nicht vollständig mit Beton umhüllte Bewehrung, Bewehrung in Kiesnestern - metallische Einbauteile
Störeinflüsse <ul style="list-style-type: none"> - Beläge, Abdichtungen, Beschichtungen und Anstriche - lokal durchnässter Beton - starker Regen - lokale Flickstellen mit Kunstharz- oder kunststoffmodifizierten Mörteln oder Betonen - Diffusionspotential - hochohmige Oberflächenschichten - Streuströme von Gleichstrombahnen und KKS-Anlagen Dritter - Wechsellspannungsbeeinflussung durch Hochspannungsleitungen von Bahnen (SBB) und Elektrizitätswerken - Erdungs- und Sendeanlagen, Funkgeräte 	Messfehler <ul style="list-style-type: none"> - defekte Kabel (starker Regen) - zu niederohmige Messgeräte - schlechter Kontakt zwischen Referenzelektrode und Beton - ungenügende Befeuchtung des Betons - ungenügende Vermaschung der Bewehrung - planparallel zur Oberfläche verlaufende, innere Risse, z.B. bei Abplatzungen oder Schichttrennungen

Im Gegensatz zu den Haupteinflüssen haben die Nebeneinflüsse nur eine relativ geringe Wirkung auf das Potentialfeld der Bewehrung oder verändern es nur lokal. Störeinflüsse können die Potentialmessung temporär erschweren (z.B. starker Regen) oder das an der Oberfläche messbare Potential verschieben (z.B. hochohmige Oberflächenschichten) oder gar ganz verunmöglichen (z.B. Beläge). Ungünstige Kombinationen von Stör- und Nebeneinflüssen (z.B. starker Regen und freiliegende Bewehrungsstähle) können zu extrem schwierigen Verhältnissen bei der Durchführung und Interpretation der Potentialmessung führen. Das Merkblatt SIA 2006 [9] enthält Hinweise zur Wirkung von verschiedenen Neben- und Störeinflüssen sowie von Messfehlern auf das Potential.

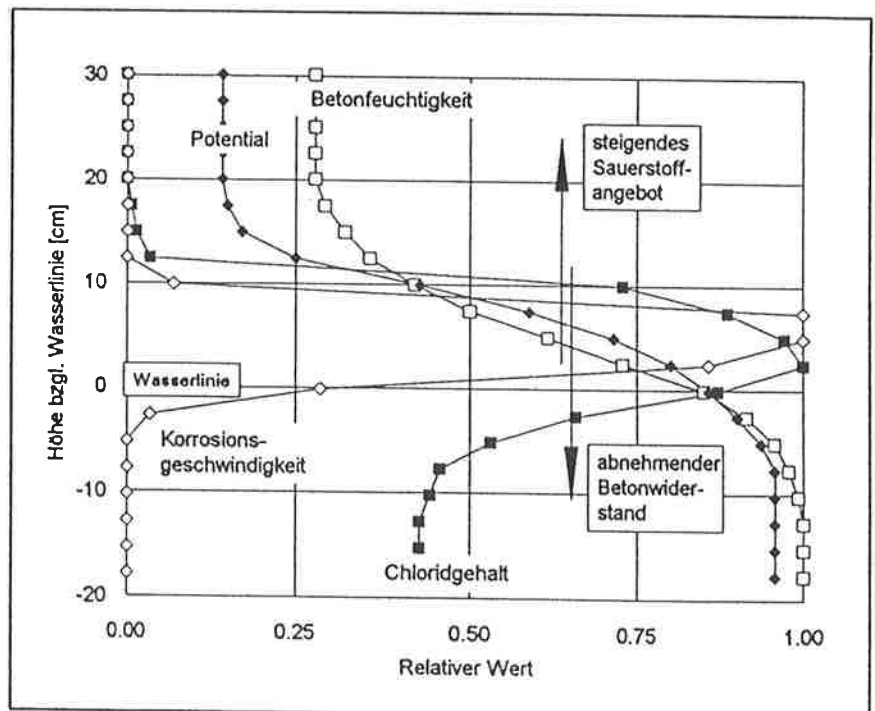


Bild 59

Zusammenwirken verschiedener Größen bei der Korrosion von Stahl im Beton (schematisch: basierend auf Resultaten von [161]).

Eigentliche Messfehler sollten rechtzeitig erkannt und vermieden werden. Sie werden hier nicht behandelt (s. Merkblatt SIA 2006 [9]).

8.4 Haupteinflüsse

8.4.1 Korrosionszustand der Bewehrung

Das Potential der Bewehrung im Beton kann, je nach Korrosionszustand der Bewehrung und Belüftung des Betons, Werte zwischen etwa +200 und -1100 mV_{CSE} annehmen (Tabelle 7). Die Belüftung, d.h. der O₂-Gehalt des Betons, ist von der Betonfeuchtigkeit und vom O₂-Gehalt des den Beton umgebenden Mediums abhängig.

Das Potential der passiven, nichtkorrodierenden Bewehrung im alkalischen und normalfeuchten bis trockenen Beton liegt in etwa zwischen -150 und +150 mV_{CSE}. Die Schwankungsbreite bei einem einzelnen Bauteil ist von den Feuchtigkeitsunterschieden abhängig und beträgt minimal etwa ±40 bis maximal etwa ±100 mV (Bild 60).

Das Potential der korrodierenden im chloridhaltigen Beton liegenden Bewehrung nimmt Werte bis etwa -600 mV_{CSE} an. Potentialwerte unter diesem Wert sind selten und treten nur auf, wenn die Betonfeuchtigkeit sehr hoch und damit die Belüftung sehr schlecht ist. Bei der Korrosion infolge Karbonatisierung sind die Potentiale i.a. deutlich positiver als bei der chloridinduzierten Korrosion. Sind Rostschichten auf der Bewehrung vorhanden und kann der Beton zeitweise austrocknen, so können wegen des Fe²⁺/Fe³⁺-Gleichgewichtes (Fe²⁺- und Fe³⁺-Ionen sind Bestandteile von Rost, s. Tabelle 7 und Kap. 3.3) und wegen des tieferen pH-Wertes des Betonporenwassers auch Potentiale gemessen werden, die positiver sind als jene des nichtkorrodierenden Stahles, ja sogar positiver als das Gleichgewichtspotential der Sauerstoffelektrode, d.h. Werte >+170 mV_{CSE} (s. z.B. [146,153,162]).

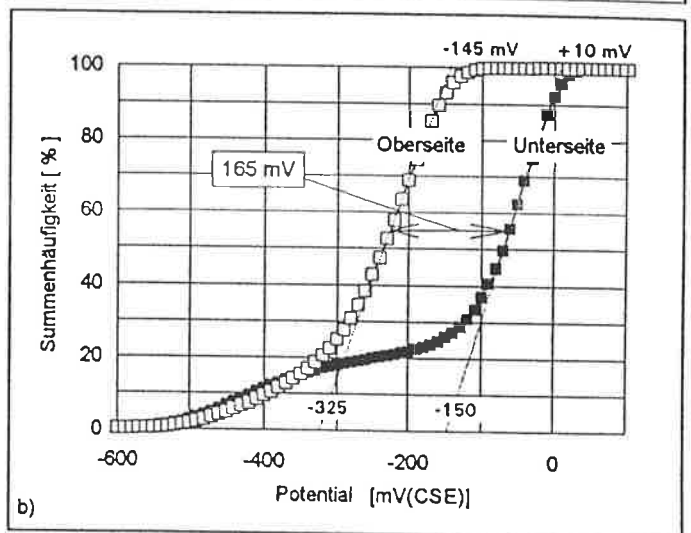
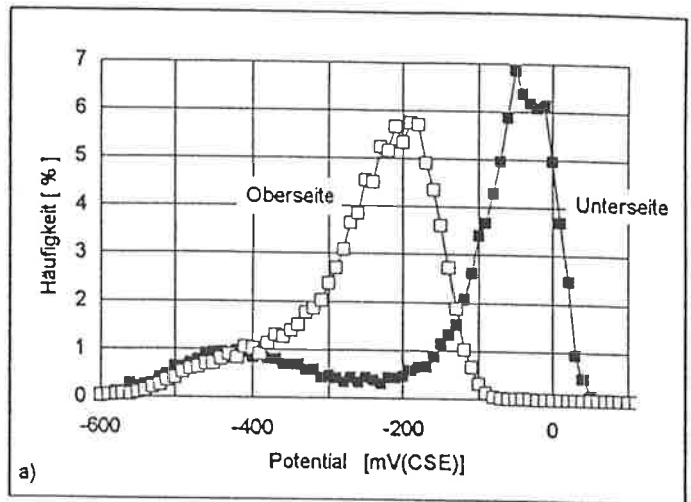


Bild 60

Häufigkeitsverteilung und Summenhäufigkeit der Potentiale der Ober- und Unterseite der Fahrbahnplatte des San Bernardino-Tunnels (s. auch Kap. 8.6.1 und 8.6.3).

8.4.2 Andere Metalle

Bei Stahlbetonbauten werden neben den üblichen Betonstählen in geringem Ausmass auch Befestigungselemente oder Bewehrungsstähle aus verzinktem oder nichtrostendem Stahl und in einem noch wesentlich geringeren Umfang auch Kupfer (z.B. für Erdungsanschlüsse) eingesetzt. Umfassende Angaben zu den möglichen Korrosionspotentialen dieser Metalle im Beton sind nicht vorhanden. Aus Laboruntersuchungen [40,145] und eigenen Erfahrungen können die in der Tabelle 7 genannten Angaben gemacht werden.

Grundsätzlich unterscheidet sich das korrosionschemische Verhalten von Zink und verzinkten Stahlteilen von jenem der unlegierten oder nichtrostenden Stähle, da Zink im alkalischen Beton keine schützende Oxidschicht aufbaut. Obwohl Zink im alkalischen Elektrolyten somit eigentlich nicht beständig ist, nimmt die Korrosionsgeschwindigkeit mit der Zeit rasch ab, da sich auf dem Zink eine korrosionshemmende Schicht aus Korrosionsprodukten bildet. Im karbonatisierten Beton verhält sich Zink wesentlich günstiger als der unlegierte Stahl, weil das sich bildende Zinkkarbonat auf der Oberfläche gut haftet und den weiteren Korrosionsfortschritt stark verlangsamt. Das Korrosionspotential von Zink oder von verzinkten Bauteilen wird sehr stark durch die Betonfeuchtigkeit bestimmt. Im normalfeuchten, karbonatisierten Beton ist das Potential von Zink eher noch etwas positiver als jenes des unlegierten Stahles. Im feuchten bis nassen Beton liegen die Korrosionspotentiale von Zink und von verzinkten Teilen bei deutlich negativeren Werten als jene des unlegierten Betonstahles.

Die legierten, **nichtrostenden Stähle** zeichnen sich gegenüber den üblichen Betonstählen durch eine erhöhte Korrosionsbeständigkeit (tiefere kritische Passivierungsstromdichte, höheres Lochfrass- und Spaltkorrosionspotential) aus. Das Potential des passiven, nichtkorrodierenden nichtrostenden Stahles ist im alkalischen, chloridfreien Beton praktisch identisch mit jenem des unlegierten Betonstahls. Potentialbestimmend bei beiden Stahlsorten ist, sofern sie im passiven Zustand vorliegen, der pH-Wert des Betonporenwassers (**Bilder 4 und 6**).

Angaben zum Korrosionspotential von **Kupfer** im Beton sind nicht verfügbar. Aus der Erfahrung in anderen Bereich kann man annehmen, dass sich Kupfer in etwa ähnlich verhält wie der passive Bewehrungsstahl.

Resultate von Potentialmessungen an **beschichteten Bewehrungsstählen** liegen z.Z. nicht vor. Man muss diesbezüglich beachten, dass Potentialmessungen grundsätzlich auch kaum möglich sind, da man beim Einsatz der beschichteten Bewehrungsstähle bestrebt ist, die elektrische, metallisch leitende Verbindung zwischen den einzelnen beschichteten Bewehrungsstählen möglichst zu vermeiden. Die elektrische Vermaischung als Grundvoraussetzung der Potentialmessung ist mit dieser Massnahme daher nicht mehr gegeben.

8.4.3 Betonfeuchtigkeit und -widerstand

Grundsätzlich wird mit abnehmender Betonfeuchtigkeit (zunehmendem Betonwiderstand) das Korrosionspotential der Bewehrung positiver. Dies gilt auch beim chloridverseuchten Beton (s. **Bilder 9 und 33**). Die Potentialmessung ist dann nicht mehr möglich, wenn der Beton kein leitfähiges Wasser mehr enthält. Unter den üblichen praktischen Bedingungen treten derart hohe Trocknungsgrade aber i.a. nicht ein (s. Kap. 4.5).

Das Potential der nichtkorrodierenden Bewehrung im chloridfreien, alkalischen und normalfeuchten bis trockenen Beton ist $> -150 \text{ mV}_{\text{CSE}}$, im feuchten Beton $> -350 \text{ mV}_{\text{CSE}}$ (**Bild 60**), im dauernd nassen Beton $> -1100 \text{ mV}_{\text{CSE}}$ (**Bild 9**). Aus **Bild 61a** ist der Einfluss der Betonfeuchtigkeit und des Chloridgehaltes gut ersichtlich. Offensichtlich reagiert das Potential der nichtkorrodierenden Bewehrung im chloridfreien Beton weniger empfindlich auf die Betonfeuchtigkeit als das Potential der korrodierenden Bewehrung im chloridhaltigen Beton. Dies deckt sich mit den Ergebnissen anderer Untersuchungen [162]. An Prüfkörpern mit 0, 1 und 3 M.% Cl/Z (zugegeben als CaCl_2) wurde das Potential der Bewehrung im feuchten und trocknenden Beton (Luftfeuchtigkeit: 20 bis 30%) über die Zeit verfolgt. Dabei wurde festgestellt, dass das Potential der passiven Bewehrung der Probekörper mit 0% Chlorid beim Trocknen kaum änderte und praktisch mit jenem der feuchten Proben identisch war. Demgegenüber wurde das Potential der Probekörper mit 1% Chlorid beim Trocknen zunehmend positiver und erreichte nach etwa drei (!) Jahren einen konstanten Endwert. Dieser Endwert, welcher wegen der anfänglich gebildeten Rostschicht über jenem der blanken, passiven Bewehrung der Proben mit 0% Chlorid lag, zeigte an, dass die Korrosion praktisch zum Stillstand gekommen war. Auch das Potential der Bewehrung der Proben mit 3% Chlorid wurde mit der Zeit positiver, blieb aber auch nach 4 1/2 Jahren unter jenem der passiven Bewehrung, d.h. im Bereich der Korrosion.

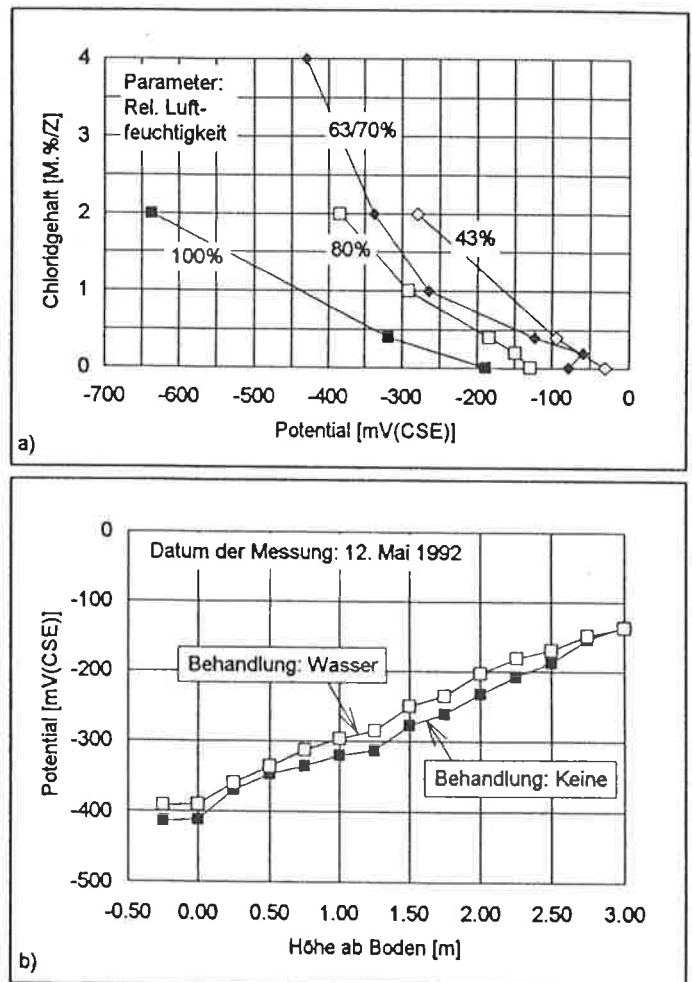


Bild 61

Einfluss der Luft- und Betonfeuchtigkeit auf das Potential:

a) Laborproben [108].

b) Untersuchungen an der Rückwand der Galerie Rofla im Rahmen eines ASB-Projektes [163].

Bei der Potentialmessung stellt sich häufig die Frage nach der Wirkung kürzerer Regenperioden auf das Korrosionspotential der Bewehrung. **Bild 61b** zeigt, dass eine kurzzeitige Behandlung des Betons mit Wasser keinen signifikanten Einfluss ausübt.

Die Abhängigkeit der Betonfeuchtigkeit von der Luftfeuchtigkeit (Sorptionsisotherme) einerseits und des spez. elektrischen Betonwiderstandes von der Betonfeuchtigkeit andererseits wird durch die Betonqualität sehr wesentlich beeinflusst (s. **Kap. 4.5**).

Zwischen zwei Seiten eines dicken Bauteiles können grosse Potentialdifferenzen auftreten, wenn die eine Seite des Bauteils dauernd mit Wasser in Kontakt, die andere Seite hingegen luftberührt ist (z.B. Hohlstützen im Meer). Unter solchen Umständen liegt das Potential der Bewehrung auf der Wasserseite bei etwa $-1000 \text{ mV}_{\text{CSE}}$. Die Potentiale auf der Luftseite hingegen können mehrere 100 mV positiver sein [45].

8.4.4 Chloridgehalt des Betons

Mit zunehmendem Chloridgehalt auf der Höhe der Bewehrung wird das Potential der Bewehrung negativer (s. **Bilder 5, 32, 33 und 61a**). Diese Abhängigkeit ist ab einem kritischen Chloridgehalt ausgeprägter und wird durch die Betonfeuchtigkeit wesentlich beeinflusst (**Bilder 33 und 61a**). Die Chloride im Beton erhöhen wegen ihrer hygroskopischen Eigenschaften die Betonfeuchtigkeit und führen daher tendenziell zu negativeren Potentialwerten.

8.4.5 pH-Wert des Porenwassers

Der pH-Wert des Betonporenwassers ist von verschiedenen Faktoren abhängig (**Bilder 4 und 34**). Mit zunehmender Karbonatisierung sinkt der pH-Wert. Das Korrosionspotential steigt daher in einer ersten Phase an, da mit abnehmendem pH-Wert das Gleichgewichtspotential der Sauerstoffelektrode positiver wird (**Bild 6**). Sinkt der pH-Wert unter etwa 11 bis 11.5 ab (s. **Bilder 44 bis 46**) und sind die weiteren Voraussetzungen für Korrosion erfüllt (s. **Kap. 2.2**), so beginnt die Bewehrung zu korrodieren und das Korrosionspotential wird negativer. Das Korrosionspotential ist umso negativer, je höher die Betonfeuchtigkeit und je tiefer der pH-Wert ist.

8.4.6 Sauerstoffgehalt des Betons

Der Sauerstoffgehalt im Beton auf der Höhe der Bewehrung bestimmt neben dem pH-Wert im wesentlichen das Gleichgewichtspotential der Sauerstoffelektrode und damit das Potential der passiven Bewehrung (**Bilder 6 bis 9**). Mit zunehmender Betonfeuchtigkeit nimmt die Diffusionsgeschwindigkeit von Sauerstoff im Beton ab (s. **Bild 8**).

8.4.7 Makroelemente

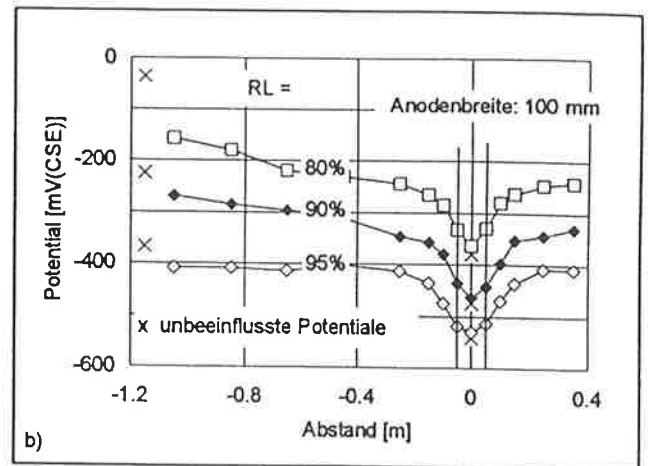
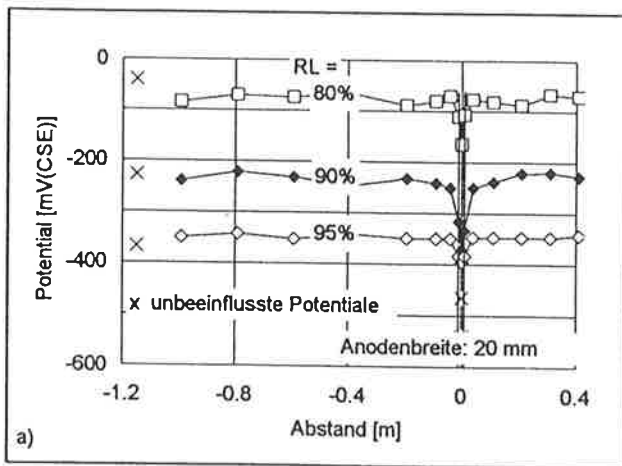
Makroelemente sind kurzgeschlossene galvanische Elemente (s. **Kap. 3.5**). Sie entstehen, wenn Metalle mit unterschiedlichen Korrosionspotentialen elektrisch leitend miteinander verbunden sind. Das wohl wichtigste Makroelement bei Stahlbetonbauwerken entsteht, wenn ein Teil der Bewehrung korrodiert (Anode) und der andere, meist wesentlich grössere Teil der Bewehrung nach wie vor im passiven Zustand (Kathode) vorliegt. Die treibende Kraft für den Stromfluss in einem Makroelement ist die Differenz der Korrosionspotentiale zwischen der Anode und der Kathode, d.h. zwischen der Korrosionsstelle und der übrigen passiven Bewehrung. Die Ausdehnung eines Makroelementes hängt von verschiedenen Faktoren ab (**Tabelle 10**).

Tabelle 10

Einflüsse auf die Ausdehnung von Makroelementen

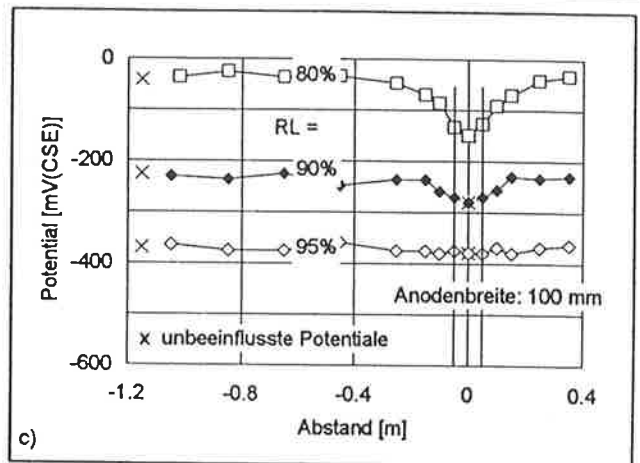
- | |
|--|
| <ul style="list-style-type: none"> - Fläche der korrodierenden Bewehrung (Grösse des Korrosionsherdes) - Betonfeuchtigkeit - Chloridgehalt des Betons - Spez. Widerstand des Betons - Korrosionsgeschwindigkeit an der Anode - Verhältnis F_K/F_A - Bauteilabmessungen |
|--|

Die Ergebnisse aus Laboruntersuchungen (**Bilder 62 und 63**) illustrieren die genannten Einflüsse [164,165]. Zu **Bild 62c** ist anzumerken, dass das Potential der Anode mit 1 M.% Cl/Z nicht etwa wegen der Lochkorrosion an der Bewehrung negativer ist, sondern wegen der Hygroskopizität der Chloride und der dadurch erhöhten Betonfeuchtigkeit (vgl. Verlauf der Kurven bei RL = 95% in den **Bildern 62b und c**).

**Bild 62**

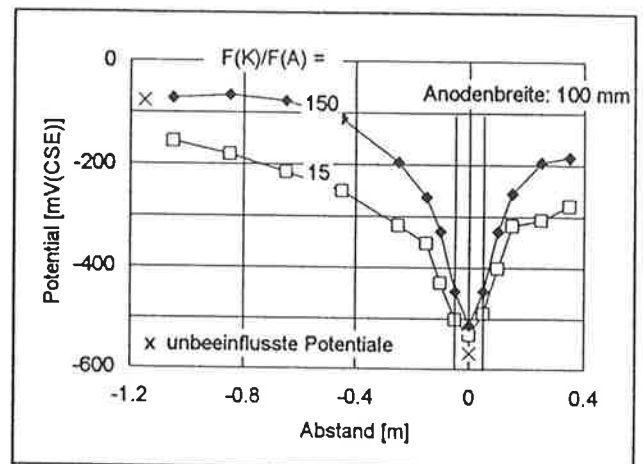
Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit (RL) und des Chloridgehaltes der Korrosionsstelle (Anode) auf die seitliche Ausdehnung des Potentialfeldes in einem künstlichen Makroelement ($F_K/F_A = 15$, $d_{ij} = 20$ mm) [164]:

- a) Anode: 3 M.% Cl/Z.
- b) Anode: 3 M.% Cl/Z.
- c) Anode: 1 M.% Cl/Z.



Mit zunehmender Betonfeuchtigkeit wird das Korrosionspotential generell negativer und die seitliche Ausdehnung des Potentialtrichters über der Korrosionsstelle kleiner. Der Potentialgradient in unmittelbarer Nähe der Anode bleibt aber mehr oder weniger erhalten (Bild 62b). Luftfeuchtigkeiten unter 80% verschieben die Potentiale zwar generell zu positiveren Werten [166]. Sie ändern aber die in Bild 62 gezeigten Potential-Weg-Kurven nur noch unwesentlich.

Aus Bild 62a ist ersichtlich, dass sehr kleine Korrosionsherde nur mit einem sehr engen Messraster (Potentialfeldmessung) festgestellt werden können. Ein zunehmendes Verhältnis F_K/F_A (Verhältnis der passiven, nichtkorrodierenden, kathodisch wirksamen Oberfläche zur korrodierenden, anodisch wirksamen Oberfläche der Bewehrung) wirkt sich ähnlich aus wie eine abnehmende Betonfeuchtigkeit (vgl. Bild 62 und 63). Gemäss Bild 62b beträgt bei nicht allzu feuchtem Beton und einer nicht allzu kleinen Anode die Ausdehnung des Makroelementes mehr als 1 m² (vgl. die unbeeinflussten Werte). Dieser in Laboruntersuchungen festgestellte Befund stimmt mit den Erfahrungen in der Praxis überein. In der Praxis bildet sich zudem selten nur ein einzelnes, isoliertes Loch aus. Meist treten in einem Bereich mehrere Löcher gleichzeitig auf und bilden einen Korrosionsherd. Dies erleichtert das Auffinden der korrodierenden Bewehrung. Zudem stellt eine einzelne Lochfrassstelle i.a. keine relevante Gefährdung des Bauwerkes dar.

**Bild 63**

Einfluss des Flächenverhältnisses F_K/F_A auf die seitliche Ausdehnung des Potentialfeldes in einem künstlichen Makroelement [164]; $d_{ij} = 20$ mm; RL = 90%, Chloridgehalt an der Anode: 3 M.% Cl/Z.

Die recht grosse Ausdehnung der Makroelemente ermöglicht auch die Potentialmessung an der Unter- oder Rückseite von Bauteilen (s. Kap. 9). Man muss sich dabei aber im Klaren sein, dass mit zunehmender Bauteildicke und mit zunehmender Distanz zum Korrosionsherd und mit abnehmender Grösse des Korrosionsherdes die Empfindlichkeit abnimmt. Will man nun auch bei sehr dicken Platten von der Unter- oder Rückseite her auch kleine Korrosionsherde an den gegenüberliegenden Bewehrungslagen orten, muss der Messraster entsprechend verfeinert werden. Dem sind allerdings in der Praxis gewisse Grenzen gesetzt. Die eigenen Erfahrungen haben gezeigt, dass Korrosionsherde mit einer Ausdehnung von 0.5 bis 1 m² auch bei Bauteildicken von 0.5 bis 0.8 m noch ohne Probleme gefunden werden können.

Bei erdfühligem oder im Wasser stehenden Bauteilen kann die Reichweite eines Makroelementes ohne weiteres mehrere Meter betragen [43-45], da ein gewisser Anteil des Korrosionsstromes über den niederohmigeren Stromweg durch den Erdboden oder das Wasser fliesst. Die Aufteilung des Stromflusses zwischen dem Stromweg durch den Boden oder das Wasser und demjenigen durch den Beton ist primär von den Widerstandsverhältnissen abhängig, d.h. vom spezifischen Widerstand des Bodens und des Wassers sowie des Betons.

Makroelemente können auch zwischen der Bewehrung und anderen Metallen (z.B. verzinkten Stahlelementen) oder zwischen der einbetonierten und der freiliegenden Bewehrung entstehen. Kein Makroelement bildet sich i.d.R. zwischen passiver Bewehrung und nichtrostendem Stahl oder Kupfer aus (s. Tabelle 7). Wenn ein Teil der Bewehrung korrodiert, dann wirken nichtrostender Stahl und Kupfer wie die übrige passive Bewehrung als Kathode. Die Wirksamkeit des nichtrostenden Stahles als Kathode ist eher geringer als jene des normalen, passiven Betonstahles, da beim nichtrostenden Stahl die kathodische Sauerstoffreduktion noch stärker gehemmt ist als beim normalen, passiven Betonstahl.

8.5 Nebeneinflüsse

8.5.1 Betonqualität

Der Einfluss der Betonqualität auf die Potentialmessung ist bei **Normalbetonen** von untergeordneter Bedeutung (Bild 64). Bei ähnlichen Korrosionsbedingungen am Stahl werden für die meisten gebräuchlichen Betone in etwa die gleichen Korrosionspotentiale gemessen.

Im Vergleich zu Normalbetonen sind bei (dichteren) **Schlackenzementbetonen** oder bei Betonen mit **Silikastaub- oder Flugaschezusatz** die Potentiale der passiven Bewehrung um maximal etwa 100 bis 200 mV negativer [30,125]. Bei der korrodierenden Bewehrung sind diese Unterschiede vermutlich deutlich geringer.

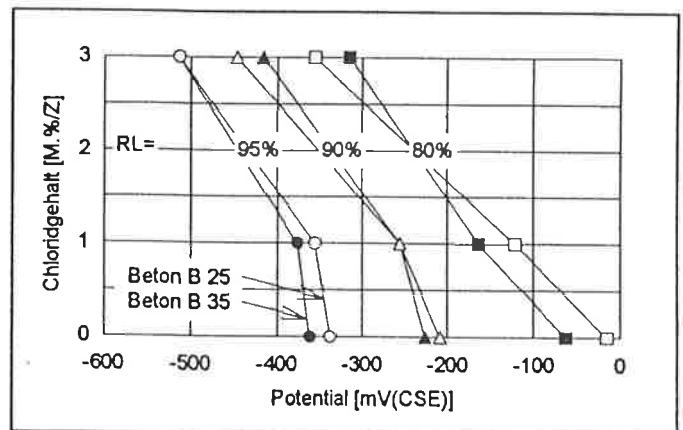


Bild 64

Einfluss der Betonqualität und der relativen Luftfeuchtigkeit (RL) auf das Potential [164]; vgl. Bild 61a.

Cziesielski et al. [166] untersuchten diesen Einfluss an verschiedenen **Leichtbetonen** mit Versuchskörpern, welche mehrere Wochen bei einer Luftfeuchtigkeit von 65% gelagert wurden. Das Potential um eine künstliche Korrosionsstelle wurde gemäss dieser Untersuchung ausgehend von Normalbeton über Blähton, Polystyrol- und Waschbeton zunehmend zu positiveren Werten verschoben. Allerdings war die Potentialverschiebung nur beim **Waschbeton** mit einem Grösstkom von 50 mm so gross, dass die Aussagefähigkeit der Potentialmessung wesentlich reduziert wurde. Die Oberfläche von Waschbeton ist sehr hochohmig (s. hochohmige Oberflächenschichten), da der elektrolytisch leitende Zementstein um die Zuschlagskörner fehlt. Potentialmessungen an Waschbeton können deshalb nur durchgeführt werden, wenn ein geeignetes Kontaktmaterial zwischen Referenzelektrode und Beton verwendet wird oder die Messung in Bohrlöchern (Bohrtiefe: abhängig von der Rauigkeit und dem Durchmesser der Zuschlagskörner) erfolgen kann.

Einen indirekten Einfluss hat eine schlechtere Betonqualität (hoher W/Z-Wert, hohe Porosität) über die schnellere Reaktion des Betons auf die schwankende relative Luftfeuchtigkeit (schnellere Veränderung der Betonfeuchtigkeit). Zudem bringen schlechtere Betonqualitäten natürliche grössere Korrosionsrisiken mit sich (raschere Änderung des Korrosionszustandes und damit auch des Korrosionspotentials).

8.5.2 Überdeckung der Bewehrung

Grundsätzlich wird mit zunehmender Überdeckung das an der Oberfläche messbare Potential positiver. Verlässliche und systematische Untersuchungen über diesen Einfluss sind nicht verfügbar. Bei karbonatisiertem Beton mit einer i.a. geringeren Ausdehnung der Makroelemente und geringeren Potentialunterschieden ist der Einfluss der Überdeckung der Bewehrung wichtiger als bei der chloridinduzierten Korrosion.

Da die Ausbreitung des Potentialfeldes um eine Korrosionsstelle im Betonvolumen in alle Richtungen ähnlich ist und bei der chloridinduzierten Korrosion weit mehr als 0.5 m (Bilder 62 und 63) betragen kann, wird klar, dass die übliche Überdeckung zwischen 10 und 40 mm bei chloridverseuchten Bauwerken keinen wesentlichen Einfluss darstellen kann. Dies wird auch durch Untersuchungen im Labor [164] wie auch durch die eigenen praktischen Erfahrungen bestätigt.

In diesem Zusammenhang sei auf die Potentialmessung an der Unterseite von Brückenplatten hingewiesen, welche trotz teilweise noch grösseren Distanzen zu den Korrosionsstellen durchaus eine sinnvolle und erfolgreiche Methode darstellt, um Korrosionsherde an der oberliegenden Bewehrung zu lokalisieren.

8.5.3 Anordnung der Bewehrung

Die Anordnung der Bewehrung (gegenseitiger Abstand und Durchmesser der Bewehrungsstäbe) hat zunächst einen gewissen Einfluss auf das Verhältnis F_K/F_A (vgl. Bild 63). Bei chloridverseuchten Bauteilen mit Lochkorrosion an der Bewehrung stellt die Anordnung der Bewehrung aber i.a. keinen wesentlichen Einfluss dar. Bei Hochbauten mit Korrosionsschäden an der Bewehrung infolge Karbonatisierung des Betons und mit meist geringerer Makroelementwirkung sowie kleineren Potentialunterschieden zwischen korrodierender und passiver Bewehrung sollte man grundsätzlich versuchen, das Potential direkt über den einzelnen Bewehrungsstählen zu messen.

8.5.4 Temperatur

Grundsätzlich wird das Korrosionspotential bei ansonsten gleichen Bedingungen mit steigender Temperatur in die positive Richtung verschoben. Aus Bild 65 ist ersichtlich, dass der Temperatureinfluss vom Korrosionszustand und vom Chloridgehalt abhängig ist. Bei einem Temperaturunterschied von 20 °C ist der Einfluss aber bescheiden und beträgt bei der passiven Bewehrung nur etwa 10 mV, bei der korrodierenden Bewehrung bis zu 70 mV. Auch auf die Ausbreitung des Potentialfeldes um eine Korrosionsstelle hat die Temperatur zwischen 10 und 30 °C keinen wesentlichen Einfluss [166]. Der relativ geringe Einfluss der Temperatur kann damit erklärt werden, dass verschiedene Einflussgrößen sich gegenseitig mehr oder weniger kompensieren. So nimmt mit steigender Temperatur z.B. der Wassergehalt im Beton auch bei gleichbleibender relativer Luftfeuchtigkeit ab (s. Bild 18), die elektrische Leitfähigkeit und die Mobilität der Ionen dagegen zu (s. Kapitel 4.5 und Gleichung 8).

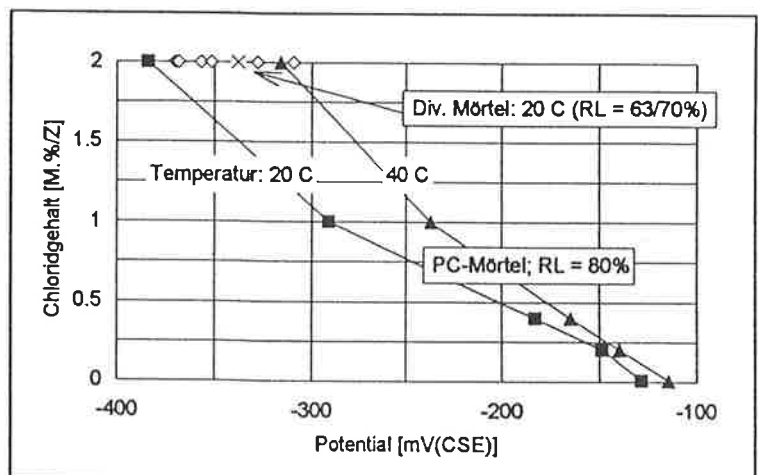
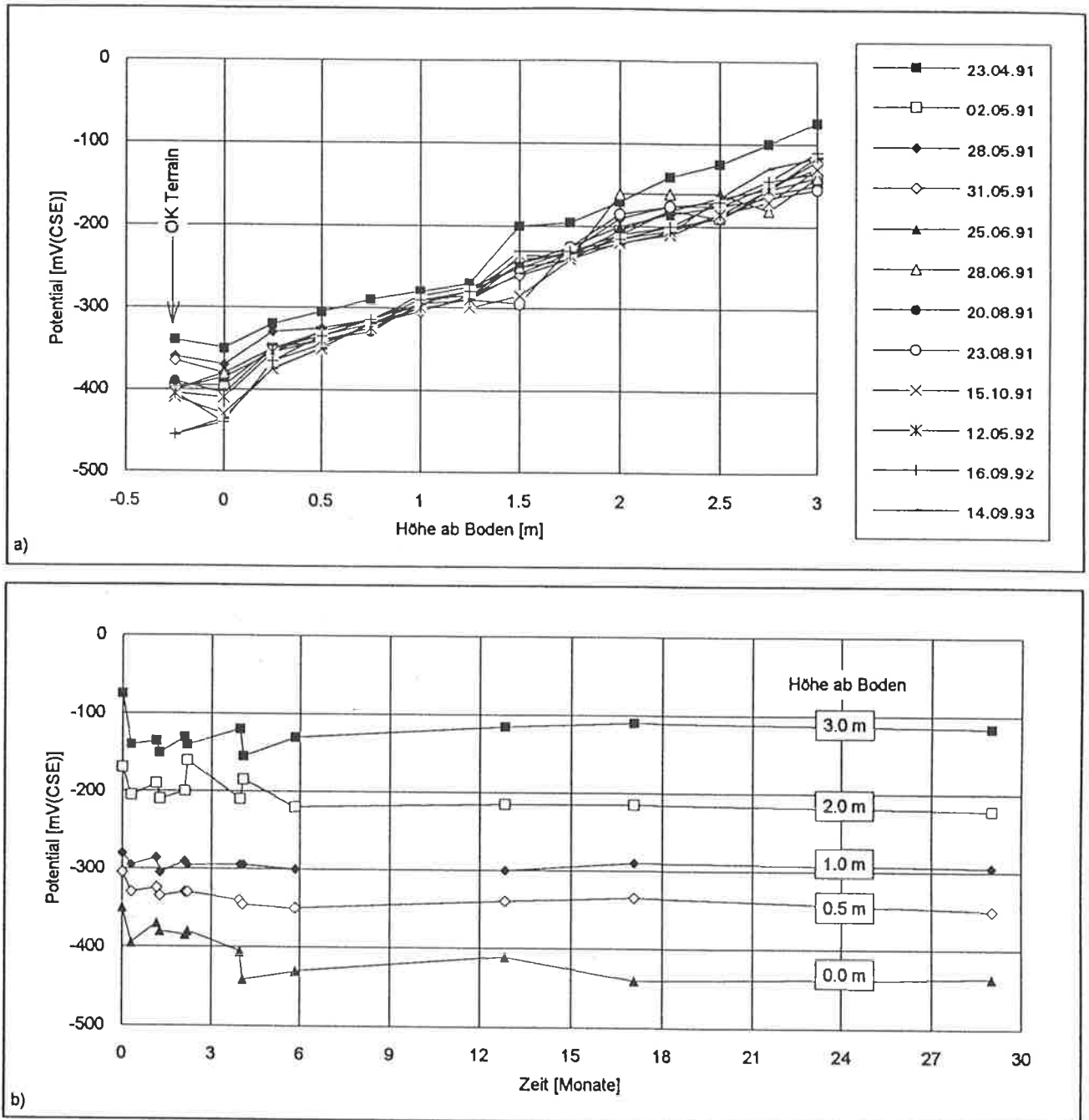


Bild 65
Einfluss der Temperatur auf das Potential [108].

Auch unter den üblichen Einsatzbedingungen der Potentialmessung (5 bis 25 °C) hat die Temperatur nur eine untergeordnete Bedeutung auf das Korrosionspotential. In Bild 66 sind die Ergebnisse von 11 verschiedenen Messungen gezeigt. Der Temperaturunterschied zwischen den einzelnen Messtagen betrug etwa 20 bis 25 °C. Dabei ist zu erwähnen, dass die allererste Messung bei sehr kalter Witterung mit Schneefall durchgeführt wurde. Die Kurven liegen weniger als 100 mV auseinander.

**Bild 66**

Potential der Bewehrung der Rückwand der Galerie Rofla (Versuchsfeld Nr. 15, Messlinie 15.3); s. auch Kap. 11.3:

- a) Potential über die Höhe der Rückwand; verschiedene Messungen zwischen April 1991 und Sept. 1993.
 b) Potential über die Zeit auf verschiedenen Höhen ab OK Terrain.

Bei Temperaturen nahe beim oder unterhalb des Gefrierpunktes zeigt das Korrosionspotential in Korrosionsherden eine deutliche Abhängigkeit von der Temperatur (Bild 67), da ein Teil des in den Poren vorhandenen Wassers gefriert, und zwar zuallererst das leicht mobile Kapillarporenwasser [61,90]. Während der Winterzeit (November bis April) werden die positivsten, im Verlaufe des Sommers (Juni bis August) die negativsten Potentiale registriert (vgl. Bild 54). Mit positivem Potential in den Korrosionsherden wird die Makroelementwirkung schwächer. Bei der passiven Bewehrung in der Plattenmitte ist der Temperatureinfluss kaum mehr spürbar (vgl. Bild 65).

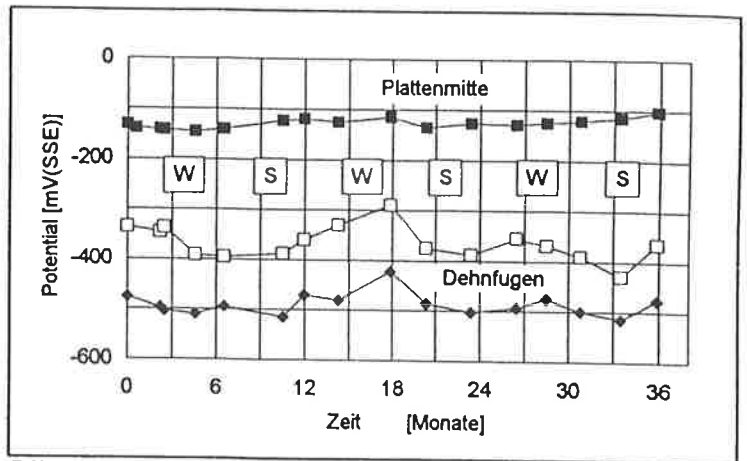


Bild 67

Potentialverlauf über die Zeit (W: Winter, S: Sommer) bei der Fahrbahnplatte des San Bernardinotunnels [86]:

Dehnfuge = Korrosion an der Bewehrung
Plattenmitte = passive Bewehrung.

8.5.5 Risse und Fugen

Risse und Fugen beeinflussen das Potential der Bewehrung nicht, solange sie trocken sind. Das Potentialfeld im Bereich von Rissen und Fugen verändert sich dagegen stark, wenn die Betonfeuchtigkeit in deren Umgebung erhöht ist oder diese wasserführend sind. Bei gerissenen Bauteilen können mittels der Potentialmessung Zonen mit erhöhter Feuchtigkeit leicht festgestellt werden. Die Einflusszone von Rissen ist stark abhängig vom Korrosionszustand und von der Betonfeuchtigkeit und beträgt i.a. etwa 0,3 bis 2 m. Das Potential der Bewehrung bei Rissen und Fugen, welche mit chloridfreiem Wasser beaufschlagt wurden, kann sehr negative Werte annehmen, ohne dass dies auf wesentliche Korrosion an der Bewehrung zurückzuführen ist. Bei der Interpretation der Resultate der Potentialmessung muss dies berücksichtigt werden.

Potentialmessungen können selbstverständlich auch gezielt entlang von Rissen und Fugen durchgeführt werden, um die Ausdehnung der geschädigten Zonen festzulegen.

In vielen praktischen Untersuchungen an verschiedenartigen Bauwerken konnte festgestellt werden, dass trockene Risse, z.B. bei Hohlkästen von Brücken, kaum eine signifikant erhöhte Korrosionsgefahr bedeuten, auch wenn die Karbonatisierung recht weit fortgeschritten ist (s. Bild 51). Demgegenüber stellen feuchte bis nasse oder wasserführende Risse meist Bereiche mit verstärkter Korrosion dar. Die Gefährdung des Bauteils, welche von feuchten oder wasserführenden Rissen ausgeht, muss im Einzelfall beurteilt werden. So führen z.B. Risse in einer Galerie-rückwand wohl zu einer verstärkten Korrosion an der Bewehrung. Im Vergleich zur Korrosion an der übrigen Bewehrung hat dies aber möglicherweise keine besondere Bedeutung. Ein weiteres Beurteilungskriterium ist die Bedeutung der Bewehrung im Rissbereich für die Tragfähigkeit des Bauteils. Bei wasserführenden Fugen sind die allenfalls vorhandenen Querkraftdome oder Schubdübel besonders gefährdet (Bild 68).

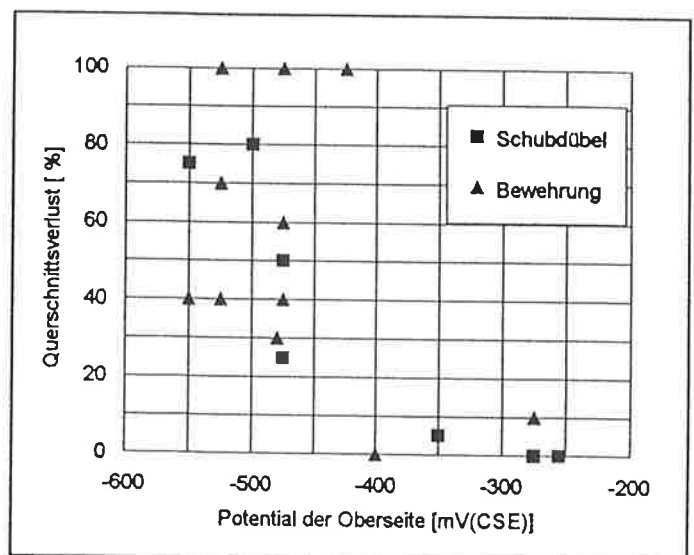


Bild 68

Zusammenhang zwischen Potential und Korrosion an den Schubdübeln und an der Bewehrung bei der Fahrbahnplatte im San Bernardino-Tunnel.

Parallel zur Oberfläche im Betoninnern verlaufende Risse, z.B. bei Abplatzungen, oder bei Schichttrennungen, z.B. zwischen zwei Spritzbetonschichten oder zwischen Mörtelüberzug und Beton, täuschen zu positive Potentiale vor.

Bei undichten **Fahrbahnübergängen** ist zudem zu beachten, dass die metallischen Teile des Fahrbahnüberganges nicht vollständig einbetoniert sind und deshalb direkten Kontakt mit Wasser haben können. Dies führt zu Potentialen zwischen -500 und -600 mV_{CSE}. Fahrbahnübergänge haben daher ein eigenes, i.a. deutlich negativeres Potentialfeld, welches sich dem Potentialfeld der Bewehrung überlagert.

8.5.6 Nicht vollständig mit Beton umhüllter unlegierter oder verzinkter Stahl

Unter diesen Aspekt fallen z.B.:

- metallische Einbauten (z.B. Schächte der Brückenentwässerung, Einlauffassen und Röhrchen der Abdichtungsentwässerung, Fahrbahnübergänge bei Brückenplatten, Rohrdurchführungen), Befestigungs- und Verbindungselemente aus unlegiertem, niedriglegiertem oder verzinktem Stahl (z.B. Ankerschienen oder Dübel)
- unvollständig einbetonierte Bewehrungsstähle
- Bewehrungsstähle in (inneren) Kiesnestern
- freiliegende Bewehrungsstähle ohne Betonüberdeckung
- Bewehrungsstähle im Bereich von Abplatzungen.

Unlegierter und niedriglegierter Stahl sowie verzinkter Stahl zeigen unter atmosphärischen Korrosionsbedingungen ein ganz anderes elektrochemisches Verhalten als wenn sie vollständig mit Beton umgeben sind. Das Korrosionspotential von Stahl mit einer trockenen Rostschicht liegt etwa zwischen $+100$ und $+200$ mV_{CSE} [167]. Kommt eine solche Rostschicht in Kontakt mit Wasser, so sinkt das Potential innerhalb weniger Minuten um mehrere 100 mV auf Werte zwischen -200 und -400 mV_{CSE} ab. Dieser Abfall kann auch bei Abplatzungen an verrosteten Bewehrungsstählen festgestellt werden, wenn mit der Referenzelektrode direkt auf dem Stahl gemessen wird. Mit abnehmender Dicke der Rostschicht wird das Potential negativer. Blanker Stahl hat im normalen Wasser ein Potential zwischen etwa -500 und -650 mV_{CSE}. Die genannten Werte sind ähnlich den Werten der stark korrodierenden Bewehrung im chloridverseuchten Beton und können deshalb Fehlinterpretationen verursachen. Diese Gefahr besteht vorab dort, wo die Störquelle nicht einsehbar ist (z.B. Bewehrungsstähle in inneren, wassergefüllten Kiesnestern oder freiliegende Bewehrungsstähle unter einem wasserführenden Belag oder unter einer undichten Abdichtung).

Verzinkte, nicht vollständig einbetonierte Teile verändern im trockenen Beton das Potentialfeld nur unwesentlich. Kommt verzinkter Stahl aber in direkten Kontakt mit Wasser, so sinkt das Potential sprunghaft auf Werte zwischen -800 und -1000 mV_{CSE}. Solch stark negative Werte sind dann eher auffallend.

8.5.7 Alter des Betons

Während der ersten Phase der Abbindereaktion des Zementes verändert sich die Zusammensetzung des Porenwasser sehr stark (Bild 12). Während dieser Zeit steigt das Korrosionspotential von ursprünglich etwa -400 bis -600 mV_{CSE} auf Werte ≥ -200 mV_{CSE} an. Die Geschwindigkeit der Passivierung hängt vom Oberflächenzustand der Bewehrung und von den Hydratationsbedingungen ab. Nach etwa 3 bis 6 Monaten ist die Passivierung praktisch vollständig abgeschlossen und das Korrosionspotential ändert sich kaum mehr.

Bei Messungen an Bauteilen mit **unterschiedlich altem Beton** (z.B. nach einer Sanierung) ist es weniger das Alter selbst, als die u.U. sehr unterschiedliche Betonfeuchtigkeit und das unterschiedliche Sorptionsverhalten des alten und des neuen Betons. Dies kann dazu führen, dass zwischen der Bewehrung im alten und neuen Beton grössere Potentialunterschiede auftreten. Erschwerend auf die Interpretation der Potentialmessung kann sich zudem der evtl. unterschiedliche Korrosionszustand der Bewehrung im alten und neuen Beton auswirken.

8.5.8 Kunstharz- oder kunststoffmodifizierte Mörtel

Über das Potential von Bewehrungsstählen in Kunstharz- oder kunststoffmodifizierten Mörteln gibt es keine systematischen Untersuchungen. Generell gültige Hinweise sind auch kaum möglich, da die Zusammensetzung solcher Mörtel in einem extrem weiten Bereich variieren kann. Im Rahmen eines Projektes des Bundesamtes für Strassenbau (ASB) wurden verschiedene handelsübliche modifizierte Mörtel untersucht [108]. Die an Probekörpern mit einem Chloridgehalt von 2 M.%/Z und bei einer rel. Luftfeuchtigkeit von 60 bis 70% gemessenen Korrosionspotentiale (Bild 65) wichen sowohl untereinander wie auch gegenüber einem reinen PC-Mörtel nur relativ geringfügig ab (± 30 mV).

Grundsätzlich dürften wegen der gegenüber rein zementgebundenem Mörtel eher geringeren Sauerstoff- und Wasserdurchlässigkeit (Porosität) die Korrosionspotentiale in modifizierten chloridfreien Mörteln tendenziell eher negativer sein. Dies gilt sicher für reine Kunstharzmörtel, deren pH-Wert zudem meist unter jenem von zementgebundenem Mörtel liegt.

Weitere wesentliche Unterschiede zu rein zementgebundenen Mörteln zeigen sich bei gewissen kunststoffmodifizierten Systemen auch beim Sorptionsverhalten und bei der Abhängigkeit des elektrischen Widerstandes von der Feuchtigkeit [61,90] (s. Bild 25).

8.6 Störeinflüsse

8.6.1 Diffusionspotential

Das durch eine inhomogene Ionenkonzentration (OH^- , Cl^-) und durch einen inhomogenen Wassergehalt im Deckbeton und im Bauteilquerschnitt verursachte Diffusionspotential wird häufig als mögliche Störquelle erwähnt. Über die praktische Bedeutung ist man sich aber bis heute noch nicht einig geworden. Theoretische Abschätzungen zeigen, dass das an der Betonoberfläche messbare Potential bei karbonatisiertem Beton (kleinere OH^- -Konzentration in der Deckschicht) um max. etwa 100 mV in die positive Richtung, bei chloridverseuchtem Beton (höhere Cl^- -Konzentration in der Deckschicht) hingegen um den gleichen Betrag in die negative Richtung verschoben werden könnte [45]. Dies würde bedeuten, dass bei karbonatisiertem Beton an der Oberfläche zu positive, bei chloridverseuchtem Beton zu negative Potentiale gemessen würden.

Potentialmessungen in Bohrlöchern zeigten aber nicht ganz das erwartete Ergebnis. Vielmehr wurden beim karbonatisierten Beton grössere, bei chloridverseuchtem Beton kleinere Potentialverschiebungen gemessen als erwartet (Bild 69a bis c). Bei geringer Chloridverseuchung des Betons wurde von Browne et al. [45] sogar ein mit zunehmender Tiefe negativeres Potential (Bild 69c).

In diesem Zusammenhang muss bedacht werden, dass die im Beton vorhandenen Chloride die Leitfähigkeit des Deckbetons erhöhen. Dies führt in Bereichen mit korrodierender Bewehrung zu einem erhöhten Makroelementstromfluss im Deckbeton, woraus ebenfalls eine gewisse Potentialverschiebung resultieren kann.

In Bild 69d sind die gemittelten Potentialprofile der chloridfreien und -armen Bereiche der Stütze Nr. 1 (S1) und Nr. 2 (S2) der Roflabrücke dargestellt. Wegen der intensiveren Besonnung ist die Betonfeuchtigkeit von S1 geringer als jene von S2. Dies erklärt den Befund, dass bei S1 ein konstanter Potentialwert (Endwert) erst in einer Tiefe von etwa 50 mm, bei S2 aber bereits in einer Tiefe von etwa 40 mm erreicht wird. Die an Bohrkernen ermittelte Karbonisierungstiefe war daher bei S1 grösser als bei S2 und lag zwischen 20 und 35 mm. Bei S2 lagen die entsprechenden Werte zwischen 17 und 25 mm.

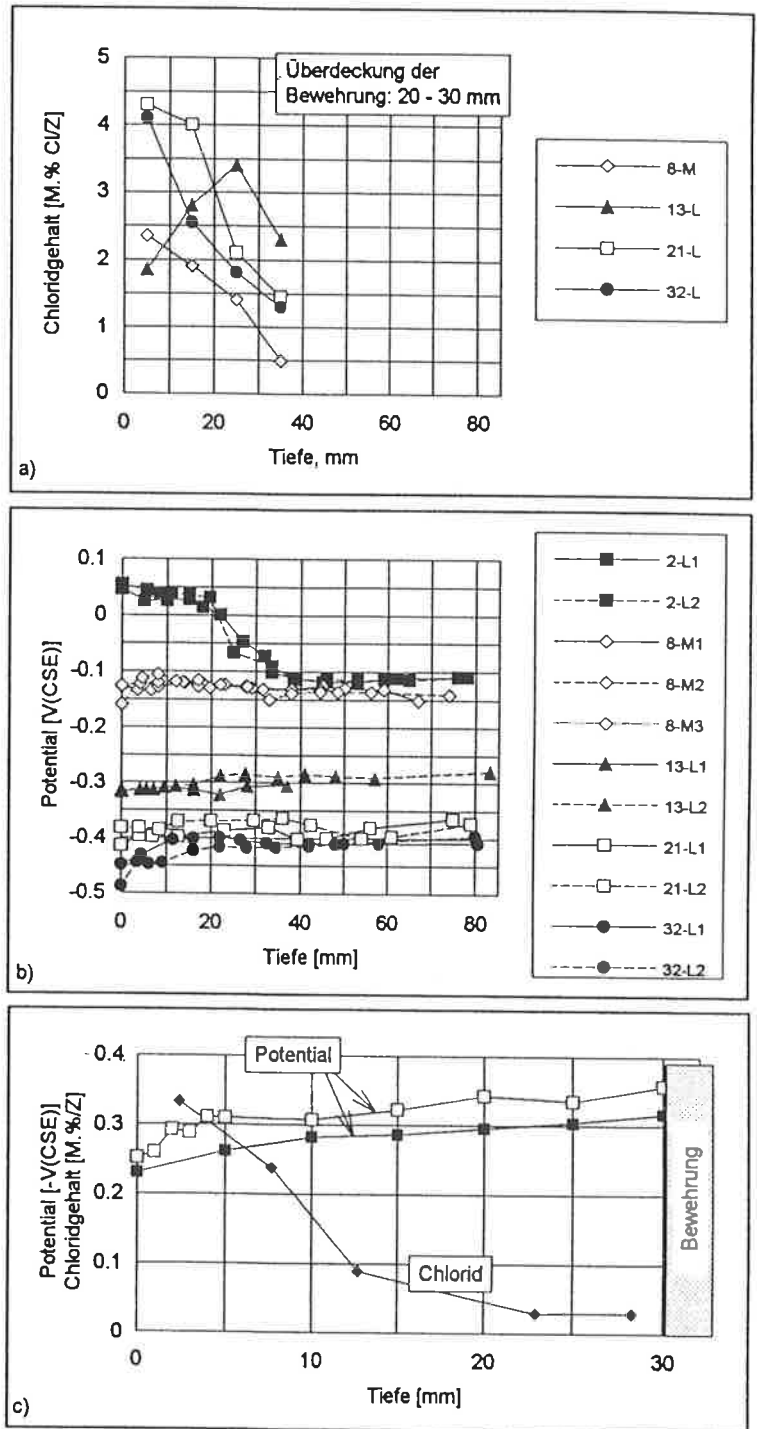


Bild 69

Chloridprofile (a) und Potentialprofile (b) auf verschiedenen Höhen der Stütze Nr. 1 der Roflabrücke (Messungen Okt. 1993). Abstand zwischen den Entnahmestellen der Bohrkern für die Bestimmung des Chloridgehaltes und der Karbonisierungstiefe und den Bohrlöchern (\varnothing : 10 mm) für die Potentialprofilmessung: 50 bis 100 mm. Bei der Position 2-L ist der Beton karbonatisiert, aber chloridfrei.

c) Potential- und Chloridprofil in Bohrlöchern im Deckbeton über der Bewehrung [45].

Als Vergleich dazu enthält das Bild 69d auch je eine Kurven der Rückwand der Galerie Rofla (ca. 3.0 m über OK Terrain) und der Brüstung einer Autobahnbrücke. Beide Bauteile sind chloridbelastet.

Bei der Galerie wird das Potential in einer Tiefe von etwa 35 mm, bei der Brückenbrüstung in einer Tiefe von etwa 25 mm (gute Betonqualität, hohe Betonfeuchtigkeit, da direkt dem Regen ausgesetzt) konstant.

Die vorliegenden Ergebnisse und die Bilder 69a bis d lassen folgende, teils erst vorläufige Aussagen zu:

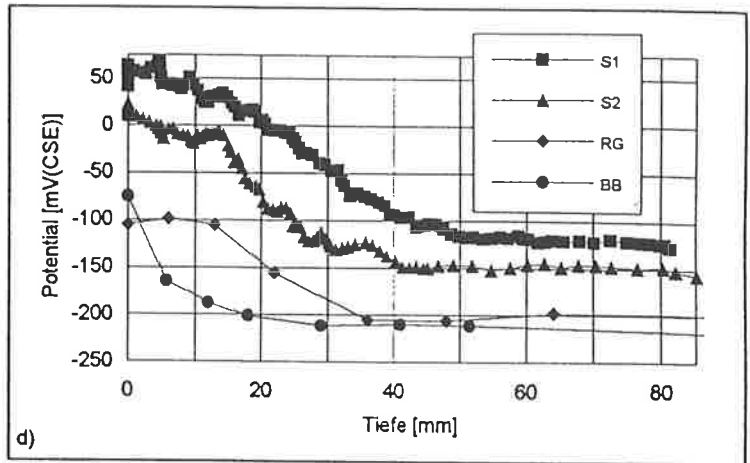


Bild 69d

Gemittelte Potentialprofile der chloridfreien und -armen Bereiche der Stützen Nr. 1 (S1) und Nr. 2 (S2) der Roflabrücke und einzelne Profile der Rückwand der Galerie Rofla (RG) und einer Brückenbrüstung (BB).

a) Die Potentialprofile sind gut reproduzierbar.

b) Das Potential ändert sich mit der Tiefe, teilweise um bis zu 230 mV. Die Potentialdifferenz "aussen/innen" ist von der Exposition abhängig, d.h. vom Chloridgehalt des Betons, von der Betonfeuchtigkeit und -qualität des Bauteils. Im chloridfreien oder wenig chloridhaltigen Beton wird das Potential mit der Tiefe negativer. Im chloridhaltigen Beton ohne oder mit nur sehr schwacher Korrosion an der Bewehrung ist das Potential nicht oder nur wenig von der Tiefe abhängig. Im stark chloridhaltigen Beton und intensiver Korrosion an der Bewehrung wird das Potential mit zunehmender Tiefe positiver.

Daraus kann gefolgert werden, dass beim chloridfreien und -armen Beton das an der Oberfläche messbare Potential wesentlich positiver, bei chloridverseuchtem Beton weit weniger negativ sein kann als man aufgrund der Wirkung des Diffusionspotentials theoretisch erwarten würde. Wie weit die gemessenen Potentialprofile durch das Diffusionspotential mitbestimmt werden, muss durch weitere Untersuchungen abgeklärt werden. Es scheint aber, dass das Potentialprofil in chloridfreien und -armen Bereichen eher das pH-Profil oder das Feuchtigkeitsprofil wiedergibt. Da die Betonfeuchtigkeit der untersuchten Bauteile sicher über 70% liegt, laufen pH- und Feuchtigkeitsprofil des Betons vermutlich parallel (s. Kap. 6 und Bild 43). Ob dies erlaubt, aus den Potentialprofilen direkt vor Ort die Karbonatisierungstiefe zu bestimmen (s. Kap. 6.2 und Bild 44c), erfordert weitere Abklärungen.

c) Der Endwert des Potentials ist abhängig von der Betonfeuchtigkeit und vom Zustand der Bewehrung: je feuchter der Beton und je höher der Chloridgehalt sind und je stärker die Bewehrung korrodiert, desto negativer ist der Endwert. Er liegt in einer Tiefe von >20 mm und beträgt in chloridfreien und -armen Bereichen etwa -100 bis -200 mV_{CSE}. In chloridhaltigem Beton liegt der Endwert bei Potentialen <-200 mV_{CSE}.

d) Die im chloridfreien und -armen Beton mittels Phenolphthalein-Test ermittelte Karbonatisierungstiefe ist kleiner als die Tiefe des Potentialendwertes (s. auch Bild 44c).

e) Der Potentialwert sinkt deutlich ab, wenn ein Bewehrungsstahl angebohrt und auf diesem gemessen wird.

Ob die Messung von Potentialprofilen auch genutzt werden könnte, um

- eine Aussage über die Tiefe der Atmungszone und den Feuchtigkeitsgehalt des Kembetons von Bauteilen zu machen,
- korrodierende und nichtkorrodierende Bereiche besser und genauer abzugrenzen,
- die Wirkung von Beschichtungen zu überprüfen, insbesondere im Hinblick auf allfällige Änderungen der Betonfeuchtigkeit,
- die Wirkung der elektrochemischen Realkalisierung oder der Realkalisierung mittels Mörtelschichten zu ermitteln,

bedarf weiterer und eingehender Untersuchungen.

8.6.2 Regen

Starker Regenfall kann aus mehreren Gründen die Potentialmessung stören. Zunächst verschlechtert Regen generell die Arbeit mit den leider nicht immer ganz wasserdichten Messgeräten. Weit wesentlicher als die Verschlechterung der Arbeitsbedingungen sind die durch starken Regen verursachten **Fehlmessungen und Potentialveränderungen**. Bei hochohmigen Messkreisen (z.B. bei Messungen an trockenen Untersichten von Fahrbahnplatten) kann der sich auf den Geräten, Kabeln, Verbindungssteckern und der Betonoberfläche bildende Wasserfilm einen niederohmigen Messkreis ergeben, was zu eigentlichen Messfehlern führen kann. Auf horizontalen Oberflächen kann sich bei starkem Regen ein relativ dicker Wasserfilm bilden. Dieser Wasserfilm ist weit niederohmiger als der Beton und bewirkt eine starke Verflachung des Potentialfeldes von Korrosionszonen (Auswirkung ähnlich wie bei hoher Betonfeuchtigkeit, s. Bild 62). Die Interpretation der Potentialmessung kann dadurch sehr stark erschwert oder sogar verunmöglicht werden.

Bei hohlraumreichem Beton mit Kiesnestern oder bei nicht vollständig mit Beton umhüllten Metallteilen (z.B. freiliegende Bewehrungsstähle nach dem Abschälen oder Abfräsen des Fahrbahnbelages, nicht überdeckte Bewehrung unter wasserführendem Belag) kann starker Regen das Potentialfeld stark verändern und zu Fehlinterpretationen führen. Oft werden dabei flächenhaft sehr negative Potentiale festgestellt. Die Intensität des Korrosionsangriffes kann dadurch leicht überschätzt werden.

Wie im Kap. 8.4.3 bereits erwähnt wurde, verursachen kurze Regenfälle kaum Probleme, vorausgesetzt die Bewehrung ist ordnungsgemäss mit Beton überdeckt. Unter der gleichen Voraussetzung führen selbst längere Regenfälle wohl evtl. zu etwas negativeren Korrosionspotentialen, die Interpretation der Potentialmessung wird dadurch aber meist nicht wesentlich erschwert.

8.6.3 Hochohmige Oberflächenschichten

Trockene und karbonatisierte Betonoberflächen wie auch sehr dichte Spritzbeton- und Mörtelschichten sowie Putze können sehr hochohmig sein. Generell wird dadurch das an der Betonoberfläche messbare Potential zu positiveren Werten hin verschoben. Durch die Messung in Bohrlöchern oder Sondieröffnungen kann das Ausmass der Verschiebung leicht festgestellt werden (s. Kap. 8.6.1). Derartige Messungen wurden auch von Menzel et al. [169] an einem alten chloridverseuchten Bauteil mit teilweiser Karbonatisierung des Betons bis auf die Bewehrung durchgeführt. Sie stellten Verschiebungen bis etwa 50 mV fest. In einer anderen Arbeit wurde der Einfluss der Betonfeuchtigkeit an 300 mm dicken Probekörpern untersucht [168]. Die Potentialdifferenz betrug bei gleichmässig trockenem Beton 0 bis 60 mV, bei gleichmässig nassem Beton 0 bis 20 mV und bei stark ungleichmässiger Betonfeuchtigkeit 0 bis 200 mV. Die Autoren führten diese Potentialdifferenz auf das Diffusionspotential zurück (s. Kap. 8.6.1). Bei eigenen Messungen konnten, abhängig von den Expositionsbedingungen (Betonfeuchtigkeit, Karbonatisierungstiefe und Chloridgehalt) Verschiebungen bis maximal 230 mV gemessen werden (s. Kap. 8.6.1 und Bilder 69 und 70).

Unabhängig davon, ob unter praktischen Bedingungen der Einfluss des Diffusionspotentials oder derjenige von hochohmigen Oberflächenschichten wichtiger ist, bewirken beide Faktoren alleine oder gemeinsam im ungünstigsten Falle zwischen dem Potential auf der Betonoberfläche und jenem auf dem Niveau der Bewehrung eine Differenz von maximal etwa 230 mV.

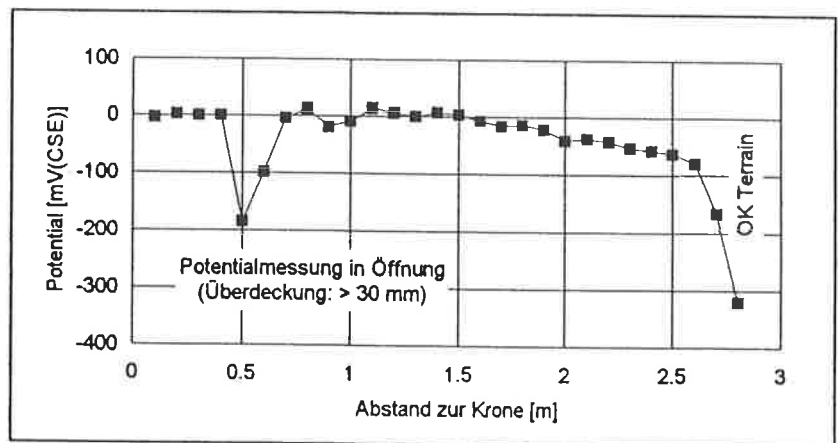


Bild 70

Potentialverlauf über die Höhe einer Umfassungsmauer mit einer Sondieröffnung bis zur Bewehrung.

Eine positive Potentialverschiebung bewirken auch verwitterte Betonoberflächen, deren Zuschlagskörner wegen Frost- und Frost/Tausalzschäden nicht mehr mit Zementstein umhüllt sind (analog zu Waschbeton: s. Kap. 8.5.1). In den Bildern 66a,b ist dies bei den Messungen auf OK Terrain und auf der Messlinie 0 m gut erkennbar.

Im Strassentunnel San Bernardino konnten an der Fahrbahnplatte im gleichen Abschnitt sowohl an der Ober- wie auch an der Unterseite Potentialfeldmessungen durchgeführt werden. Während die Oberseite unter dem Belag relativ feucht und nicht karbonatisiert war, war der Beton der Unterseite, abgesehen vom Fugenbereich, trocken und bis in eine Tiefe von etwa 10 mm karbonatisiert (Überdeckung >15 mm). Die statistische Auswertung der Resultate (Bild 60) zeigt, dass für die passive Bewehrung auf der Unterseite 150 bis 170 mV positivere Potentiale gemessen wurden als auf der Oberseite. Klar ist aus diesem Bild aber zu erkennen, dass die Potentialverschiebung in den Bereichen mit Korrosion (Potentiale $-350\text{ mV}_{\text{CSE}}$) nur unwesentlich ist (<math><10</math> bis 30 mV). Ganz ähnliche Erfahrungen wurden auch an Brückenplatten sowie bei Sondierungen und bei Bewehrungsanschlüssen gemacht.

In Bild 71 sind einige mögliche Situationen schematisch dargestellt. Bei gleichmässig feuchten Bauteilen nimmt das Potential mit zunehmender Distanz zur Korrosionsstelle ab (Fall a und b). Dringen Wasser und Chloride in ein Bauteil ein, so kann sich auf der Rück- oder Unterseite nur dann eine hochohmige Schicht ausbilden (Fall c oder d), wenn

- der Wasser- und Chlorideintrag bescheiden sind und die Bewehrung daher im passiven Zustand vorliegt oder nur wenig korrodiert.

Bei starkem Wasser- und Chlorideintrag weist der gesamte Bauteilquerschnitt, zumindest dann, wenn es sich nicht um ein sehr dickes Bauteil handelt, eine erhöhte Feuchtigkeit auf. Dies bewirkt, dass die Karbonatisierung des Betons an der Rück- oder Unterseite relativ langsam fortschreitet. Unter diesen Umständen kann an der Unterseite keine hochohmige Schicht entstehen und die Situation entspricht dann weitgehend dem Fall a oder b.

- Die Bauteilfeuchtigkeit nicht über den ganzen Bauteilquerschnitt erhöht ist.

Dies tritt bei sehr dicken und vertikalen Bauteilen eher ein als bei dünnen und horizontalen Bauteilen. Bei sehr dicken Bauteilen kann auch bei starker Korrosion auf der Vorderseite eine zum Fall d) analoge Situation resultieren.

Die karbonatisierte Schicht auf der mit chloridhaltigem Wasser beaufschlagten Vorderseite von Bauteilen, z.B. bei Stützwänden, stört meist wenig, da sie wegen der erhöhten Betonfeuchtigkeit nicht gleichzeitig auch hochohmig ist. Bei der Korrosion infolge karbonatisiertem Beton sind die Verhältnisse anders. Jene Bewehrungslage, welche durch die Karbonatisierung des Betons i.d.R. zuerst gefährdet ist, liegt meist auf der Bauteilseite mit der hochohmigen Schicht (Fall d). Anders ausgedrückt: Die Bauteilseite mit der hochohmigen Schicht ist identisch mit jener Bauteilseite, welche die höchste Gefährdung der Bewehrung aufweist.

Zusammenfassend können wir festhalten, dass bei chloridverseuchten Bauteilen der Einfluss von trockenen, meist auch karbonatisierten, hochohmigen Oberflächenschichten auf das an der Oberfläche messbare Potential

- dort am stärksten ist, wo keine oder nur wenig intensive Korrosion stattfindet, d.h. in den nicht kritischen Zonen.
- bei dicken Bauteilen mit inhomogener Feuchtigkeitsverteilung über den Querschnitt wichtiger ist als bei dünnen Bauteilen mit eher gleichmässiger Feuchtigkeit.

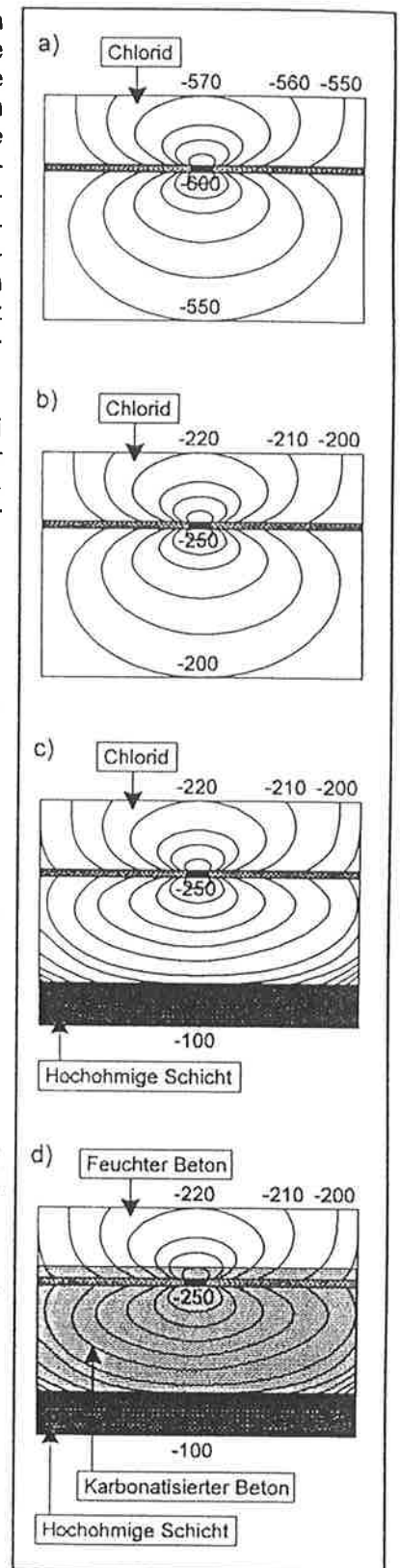


Bild 71
Schematische Darstellung des Potentialfeldes mit und ohne Einfluss von hochohmigen Oberflächenschichten.

Bei Bauteilen, bei denen die Bewehrung infolge **Karbonatisierung** des Betons korrosionsgefährdet ist, erschwert eine meist vorhandene hochohmige Oberflächenschicht das Auffinden von Korrosionsstellen. Dazu kommt, dass i.a. nur die gefährdete Seite für die Potentialmessung zugänglich ist und das Potential der infolge karbonatisiertem Beton korrodierenden Bewehrung weniger negativ ist als bei der chloridinduzierten Korrosion.

8.6.4 Beläge, Abdichtungen und Beschichtungen

Die Potentialmessung beruht auf einem elektrischen Messkreis. Elektrisch isolierende Beläge, Abdichtungen und Dickbeschichtungen unterbrechen diesen Stromkreis und verunmöglichen die Messung. In gewissen Fällen können solch isolierend wirkende Schichten lokal durchbrochen oder durchbohrt werden.

Dünne, elektrisch nicht vollständig isolierende **Beschichtungen (Anstriche)** erschweren die Potentialmessung und führen mit zunehmendem Isolationswiderstand zu positiveren Potentialen. Cziesielski et al. [166] untersuchten verschiedene Imprägnierungen und Beschichtungen. Sie kamen zum Schluss, dass bei Beschichtungen mit einer äquivalenten Diffusionsschichtdicke $s_d(\text{H}_2\text{O})$ unter 0.5 m Messungen noch möglich sind. Nach den eigenen Erfahrungen liegt dieser Wert höher und ist abhängig von der Art des Bindemittels und vom Eingangswiderstand des Potentialmessgerätes. Es ist hier anzufügen, dass der Isolationswiderstand mit zunehmender Rissigkeit und mit zunehmendem Feuchtigkeitsgehalt der Beschichtung (von Luftfeuchtigkeit, Beaufschlagung durch Wasser und Betonfeuchtigkeit abhängig) stark abnehmen kann. Nach unseren Erfahrungen sind vielleicht gerade deshalb dünne Beschichtungen auf Beton bei Korrosionsherden recht "transparent". Dünne Beschichtungen erschweren somit wohl das Auffinden von Korrosionsherden, verunmöglichen es aber nicht.

Als Spezialfall sind die meist nur leicht **armierten Betonbeläge** auf Brückenplatten zu betrachten. U.U. wirken sich Fugen, die elektrische Vermaschung der Bewehrung des Betonbelages mit der Bewehrung des Konstruktionsbetons oder die zumeist vorhandene Verdübelung erschwerend auf die Interpretation der Potentialmessung aus. Dies gilt vorab bei der Potentialmessung in Bohrlöchern auf der Oberseite und weniger bei Messungen an der Untersicht der Fahrbahnplatte.

8.6.5 Streuströme

Bei Bauwerken können zwei Arten von Streuströmen die Potentialmessung beeinflussen, nämlich Gleichstreuströme von Gleichstrombahnen (z.B. Trambahnen) oder von kathodischen Schutzanlagen Dritter und Wechselstreuströme der SBB (16 2/3 Hz) und der Elektrizitätswerke (50 Hz).

Gleichstreuströme bewirken meist zeitlich mehr oder weniger stark variable Potentiale. Die Potentiale können durch den Streustromfluss sowohl zu negativeren wie auch zu positiveren Potentialen verschoben werden. Keine Beeinflussung resultiert, wenn die Ströme in der Bewehrung selbst fließen. Die Beeinflussung durch Streuströme tritt daher immer und nur dort auf, wo Streuströme in ein Bauteil eintreten oder von einem Bauteil in ein anderes oder in den Boden übertreten (Wechsel von der elektrolytischen zur metallischen Stromleitung). Insbesondere betrifft dies erdfühlig Bauteile wie z.B. Widerlager, Flügelmauern, Fundamente, Stützen oder Pfähle, aber u.U. auch Brückenaufleger, Fahrbahnübergänge und Schlepplatten. Bei Brücken mit Gleisen einer Gleichstrombahn können die Streuströme auch zwischen der Bewehrung der Fahrbahnplatte und den Gleisen hin und her fließen (abhängig von z.B. der Art der Gleisbefestigung und der Isolation des Gleisstromes). Durch Abstellen der Störquelle, durch den Einbau einer provisorischen Streustromdrainage oder durch Messungen während des nächtlichen Betriebsunterbruchs (Nachtmessung) kann dieses Problem umgangen werden.

Die induktive Beeinflussung durch Hochspannungsleitungen bei Annäherungen oder Kreuzungen mit längeren Stahlbetonbauwerken (z.B. Brücken) kann einen **Wechselstreustromfluss** in der Bewehrung bewirken. Dies kann sowohl erdfühlig wie auch luftberührte Bauteile betreffen und führt zu zeitlich mehr oder weniger konstanten Potentialverschiebungen. Bei der Potentialmessung können zudem auch in den Messkabeln induktive Ströme fließen. Bei den einen Brücken wurden deswegen teils "zu" negative und bei anderen teils "zu" positive Potentiale gemessen. In einigen Fällen betraf dies die Konsolköpfe und Kragplatten (Brücken parallel oder schiefwinklig zur Bahn), in anderen Fällen auch die Fahrbahnplatte selbst (Brücke unter Hochspannungsleitung, Überführung über SBB). Allgemein gültige Aussagen zur Wechselstrombeeinflussung selbst oder zur Handhabung dieses Problems können zur Zeit nicht gemacht werden. Manchmal dürfte es bereits ausreichend sein, geeignete Wechselspannungsfiler sowie kürzere und abgeschirmte Kabel zu verwenden. Bei gravierender Beeinflussung sollten die Erdungsverhältnisse überprüft werden. U.U. bringen zusätzliche Erder oder Erdverbindungen eine ausreichende Reduktion der Wechselspannungsbeeinflussung.

8.6.6 Erdungsanlagen, Sendeanlagen, Funkgeräte

Erdungsanlagen stören die Potentialmessung i.d.R. wenig. Wenn die Erdungsanlage aus verzinkten Erdblechen besteht, wird das Potential der Bewehrung der erdfühligen Bauteile zu negativeren Werten verschoben (Potential von Zink im Erdboden: -800 bis -1000 mV_{CSE}). Die Kombination Stahlbeton/verzinkter Stahl im Erdboden stellt ein Makroelement dar, wobei der verzinkte Stahl beschleunigt korrodiert. Keine spürbare Potentialbeeinflussung resultiert von Erdungsanlagen aus Kupfer (Potential von Kupfer im Erdboden: +50 bis -150 mV_{CSE}).

Sendeanlagen und Funkgeräte können die Messung an trockenen, luftberührten Bauteilen stören. Derartige Störungen wurden z.B. bei Potentialmessungen im Tunnel San Bernardino durch den Tunnelfunk festgestellt. Über das Ausmass und die geeigneten Gegenmassnahmen können keine generell gültigen Angaben gemacht werden. U.U. hilft hier der Einsatz entsprechender Filter und abgeschirmter Kabel.

8.7 Reproduzierbarkeit

Die Reproduzierbarkeit der Potentialmessung hängt von bauwerksseitigen und messtechnischen Faktoren ab (Tabelle 11). Der wohl wichtigste Einfluss ist die Betonfeuchtigkeit. Je trockener der Beton, umso länger dauert es nämlich, bis sich ein konstantes Potential eingestellt hat. Die notwendige Wartezeit kann zwischen weniger als 1 Sekunde und mehreren Minuten variieren. Man muss daher erwarten, dass die Reproduzierbarkeit bei trockenem Beton eher schlechter ist als bei normalfeuchtem oder nassem Beton.

Die Reproduzierbarkeit der Potentialmessung ist bei korrektem Vorgehen i.a. ausgezeichnet. Menzel et al. [169] führten an gekennzeichneten Punkten eines Trägers in Abständen von Tagen mehrere Messungen durch. Die Abweichung zwischen einzelnen Potentialwerten betrug maximal 80 mV. Eigene Untersuchungen zu dieser Frage zeigten, dass die Reproduzierbarkeit deutlich besser als ± 20 mV ist, wenn die Messung ohne wesentliche zeitliche Verzögerung wiederholt wird (2 Beispiele: Mittel aus über 100 Einzelmessungen: 0.7 ± 5.8 mV, 0.9 ± 6.0 mV). Die genannten Werte, welche auch Rundungsfehler enthalten, sind mit ähnlichen Messungen von Broomfield [157] gut vergleichbar.

Erstrecken sich die Messungen über einen grösseren Zeitraum, so spielen Veränderungen der klimatischen Einflüsse und u.U. des Korrosionszustandes vermutlich eine grössere Rolle als die Messgenauigkeiten. Die in Bild 66 dargestellten Wiederholungsmessungen im Rahmen eines Projektes des ASB [163] illustrieren dies. Die Genauigkeit der Positionierung der Referenzelektrode betrug dabei etwa ± 50 mm. Trotz des Einflusses der klimatischen Faktoren ist die Standardabweichung der Messwerte der einzelnen Positionen über die Zeit von 2 1/2 Jahren gering und liegt zwischen ± 5 und ± 30 (Mittel: 17 ± 7 mV).

Die in Bild 72 gezeigten Summenhäufigkeitskurven von Potentialfeldmessungen an der Unterseite der Fahrbahnplatte des Tunnels San Bernardino bestätigen die gute Reproduzierbarkeit ebenfalls. Bei Potentialwerten > -250 mV_{CSE} sind die Abweichungen vernachlässigbar. Im Potentialbereich mit Korrosion (< -300 bis -350 mV_{CSE}) ist die Abweichung deutlich und kann auf die 1987 und 1991 unterschiedlichen klimatischen Verhältnisse (Temperatur, Betonfeuchtigkeit) zurückgeführt werden. Dieses Bild bestätigt im übrigen die in den Kap. 8.4.3 und 8.5.4 gemachten Aussagen, wonach das Potential von Korrosionsherden empfindlicher auf Temperatur und Betonfeuchtigkeit reagiert als das Potential der passiven Bewehrung.

Tabelle 11

Wichtige Einflüsse auf die Reproduzierbarkeit der Potentialmessung

Bauwerksseitige Einflüsse

- Temperatur und Feuchtigkeit des Betons
- Korrosionszustand der Bewehrung
- Potentialgradient (V/m)
- Oberflächenzustand des Betons

Messtechnische Einflüsse

- Wartezeit bis zum Ablesen oder Abspeichern der Messwerte
- Genauigkeit der Positionierung der RE bzw. der Wegmessung
- Stabilität der Referenzelektrode

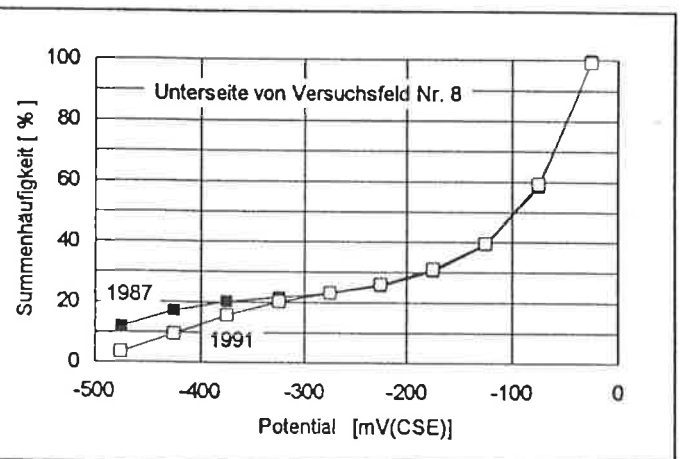


Bild 72

Vergleich der Summenhäufigkeiten der Potentiale der Messungen von 1987 und 1991 an der Fahrbahnplatte des San Bernardino-Tunnels [170].

9 Anwendung der Potentialmessung

9.1 Voraussetzungen für die Anwendung

Für die Potentialmessung müssen folgende **Voraussetzungen** erfüllt sein:

- a) Es dürfen keine elektrisch isolierende Schichten auf der Betonoberfläche (z.B. Beläge oder Dickbeschichtungen) zwischen der Referenzelektrode und dem zu messenden Stahl im Beton vorhanden sein.

Anmerkung: Isolierende Schichten können evtl. lokal durchbrochen oder durchbohrt werden. U.U. kann die Potentialmessung an der Rück- oder Unterseite des Bauteils durchgeführt werden.

- b) Die Bewehrung sollte einigermaßen elektrisch vermascht, d.h. metallisch leitend durchverbunden sein.

Anmerkung: Im Merkblatt SIA 2006 [9] werden Angaben zur Kontrolle gemacht. Nach der eigenen Erfahrung erfüllen monolithische Bauteile in aller Regel die Anforderung an die Vermaschung. Ausnahmen sind möglich: z.B. alte Bauwerke mit geringem Bewehrungsgehalt oder Bauwerke, die z.B. unter einem sehr grossen Zeitdruck gebaut wurden (Beispiel: ungenügende Zahl von Rödellverbindungen wegen Termindruck nach dem Einsturz des Lehrgerüsts einer Brücke).

- c) Es muss ein Anschluss an die Bewehrung gemacht werden können

Anmerkung: Kleinere Öffnungen für den Bewehrungsanschluss sind fast immer möglich. Sie können zudem meist an einen Ort verlegt werden, welcher die Dauerhaftigkeit oder das ästhetische Erscheinungsbild des Bauteils nicht beeinträchtigt. Das Anbohren der Bewehrung ergibt einen noch geringeren Eingriff (vorgängiges exaktes Lokalisieren erforderlich). Manchmal kann auch an eine Erdungsanlage oder an metallische Einbauteile (z.B. Fahrbahnübergang bei Brücken) angeschlossen werden.

Die Potentialmessung mit einer mobilen und einer an einem bestimmten Punkt belassenen Referenzelektrode (s. z.B. [166,169]) macht zwar den direkten Anschluss an die Bewehrung überflüssig, hat aber dafür andere gewichtige Nachteile. So werden die u.U. sehr variablen ohm'sche Spannungsabfälle zwischen den zwei Messpunkten mitgemessen. Die Interpretation der Resultate ist zudem grundsätzlich schwieriger als beim konventionellen Verfahren mit mobilen Referenzelektroden und einem Bewehrungsanschluss. Das 2-RE-Messverfahren ohne Bewehrungsanschluss kann daher nur für Sonderfälle empfohlen werden. Dieses Verfahren wird deshalb hier nicht berücksichtigt.

9.2 Arten der Potentialmessung

Die Potentialmessung mit mobilen Referenzelektroden kann grob in zwei Verfahren unterteilt werden:

- Potentialpunktmessung
- Potentialfeldmessung.

Im Gegensatz zur Potentialpunktmessung, oder kurz **Punktmessung**, wo nur einzelne mehr oder weniger weit voneinander entfernt liegende Werte des Potentialfeldes gemessen werden, ist der Messraster bei der Potentialfeldmessung ausreichend fein, um aus den gemessenen Werten das Potentialfeld auf der Betonoberfläche genügend genau zu berechnen und darzustellen. Obwohl die Punktmessung aufgrund des weitmaschigeren Rasters keine Darstellung des Potentialfeldes erlaubt, sind bei einem dem Bauteil und der Problemstellung angepassten Vorgehen klare Aussagen hinsichtlich Lage und Ausdehnung von grösseren Korrosionsherden möglich. Die Frage wie feinmaschig der Messraster sein muss, um von einer Potentialfeldmessung sprechen zu können, kann nicht allgemein beantwortet werden. Die Antwort auf diese Frage hängt sowohl von der Betonfeuchtigkeit und vom Korrosionszustand sowie von der Grösse und Verteilung der Korrosionsherde ab (Bild 73), d.h. von der Homogenität des Potentialfeldes und damit von der Detektierbarkeit der Korrosionsstellen. Grundsätzlich bedeutet dies, dass mit zunehmender Inhomogenität des Potentialfeldes und mit abnehmender Betonfeuchtigkeit der Messraster verfeinert werden müsste, um das Potentialfeld in allen Details zu erfassen. In der Praxis sind dem natürlich Grenzen gesetzt. Einen vertret-

baren Kompromiss stellen die im Merkblatt SIA 2006 [9] genannten Grenzwerte dar: 0.15 x 0.15 bis 0.25 x 0.25 m. Das Merkblatt enthält im übrigen weitere Merkmale der Punkt- und Potentialfeldmessung. Es werden darin auch die Anforderungen an die Betonoberfläche und an die Zugänglichkeit genannt.

Während bei der Punktmessung das Arbeiten mit Bleistift und Papier noch möglich ist, erfordert die Potentialfeldmessung den Einsatz einer computerunterstützten Datenerfassung und -verarbeitung. Ein weiterer wesentlicher Unterschied zwischen den beiden Methoden besteht darin, dass bei der Potentialfeldmessung auch eine relativ grosse Zahl von Fehlmessungen ohne Einfluss auf das Endergebnis ist. Demgegenüber zählt bei der Punktmessung jeder einzelne Messwert.

Neben der Unterscheidung zwischen Punkt- und Potentialfeldmessung kann zudem auch zwischen der Art der verwendeten Referenzelektroden unterschieden werden. Auf dem Markt werden sowohl Systeme mit einer einzelnen **Stab- oder Radelektrode** wie auch Systeme mit bis zu 8 Stab- oder Radelektroden (Anordnung z.B.: 1x8 oder 2x4) angeboten. Alle diese Systeme haben ihre Vor- und Nachteile. Das von Broomfield et al. [157,171] beschriebene Einradelektroden-system weist gegenüber allen anderen Verfahren mit 5 mm die beste Wegauflösung in einer Richtung auf. Allerdings ist diese Auflösung in der anderen Richtung kaum erreichbar und wohl auch nicht notwendig. Es stellt sich damit auch hier die Frage nach dem optimalen, seitlichen Abstand von Messlinie zu Messlinie.

Neben der periodischen Potentialmessung mit mobilen Referenzelektroden sind auch **permanente Messungen** mit fest eingebauten, d.h. ortsfesten Referenzelektroden, möglich. Von dieser Möglichkeit kann Gebrauch gemacht werden, um die **zeitliche Veränderung des Korrosionszustandes der Bewehrung, des Chloridgehaltes oder der Betonfeuchtigkeit** zu verfolgen. Dabei kann es z.B. das Ziel sein,

- den optimalen Zeitpunkt für die Instandsetzung zu bestimmen
- die zeitliche Veränderung des Korrosionszustandes der Bewehrung in sanierten Bereichen zu verfolgen oder den Erfolg einer Instandsetzung zu kontrollieren
- die Dauerhaftigkeit von Oberflächenschutzsystemen (z.B. Beschichtungen oder Abdichtungen) oder den Zeitpunkt für deren Ersatz zu bestimmen. Von dieser Möglichkeit könnte auch bei der Evaluation von Oberflächenschutzsystemen Gebrauch gemacht werden.

Die kontinuierliche Messung hat vorab dann einige Vorteile, wenn die Zugänglichkeit des Bauteils erschwert ist oder die Betonoberfläche nach einer Instandsetzung mit einer elektrisch isolierenden Beschichtung versehen wird (z.B. nach der elektrochemischen Realkalisierung oder Chloridentfernung und anschliessender Beschichtung des Bauteils).

Die Positionierung der Referenzelektroden im Bauteil ist bei kontinuierlichen Messungen von grosser Wichtigkeit. Sie richtet sich nach der Art der Gefährdung und den Kenntnissen der möglichen oder vorhersehbaren Schwachstellen. Bei der Wahl der geeigneten Referenzelektrode ist vorab deren Langzeitstabilität ausschlaggebend. Der Messzyklus ist abhängig von der Zielsetzung und Untersuchungsdauer. Gemäss den Erfahrungen im Rahmen des KKS-Projektes San Bernardino [86] sollte 1 Messung/Tag meistens ausreichend sein. Batteriebetriebene und netzabhängige Geräte für die Datenerfassung und -speicherung sowie die entsprechende Auswertesoftware sind im Handel erhältlich. In einigen Fällen kann auch die Fernüberwachung in Betracht gezogen werden, wie sie im Zusammenhang mit dem kathodischen Korrosionsschutz von Stahlbeton entwickelt und erprobt wurde [172].

Eine Zwischenlösung zur permanenten Überwachung stellt die **periodische Potentialmessung mit ortsfesten Referenzelektroden** und einem Messzyklus von Wochen bis Monaten dar. Die in Bild 67 dargestellten Resultate wurden auf diese Weise gewonnen.

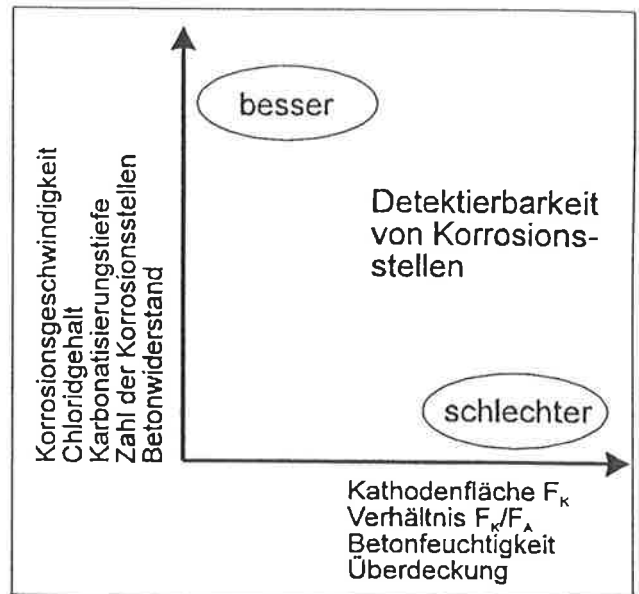


Bild 73
Einflüsse auf die Detektierbarkeit von Korrosionsstellen.

9.3 Einsatzmöglichkeiten im Hoch- und Tiefbau

Die Potentialmessung ergänzt die übrigen Verfahren und Methoden der Bauwerksinspektion und erlaubt im Gegensatz zu diesen eher eine ganzflächige Untersuchung. Dabei wird in erster Linie der Korrosionszustand der Bewehrung erfasst. Direkte Aussagen z.B. über die Betonqualität, die Überdeckung der Bewehrung oder die Karbonatisierung des Betons sind mit der Potentialmessung nicht möglich. Eine gesicherte und repräsentative Charakterisierung des Bauwerkszustandes erfordert daher immer eine zweckmässige Kombination verschiedener Methoden. Weitere Aspekte der Einbindung der Potentialmessung in die Bauwerksinspektion sind im Merkblatt SIA 2006 [9] behandelt.

Die Potentialmessung kann im Rahmen von

- Hauptinspektionen und der periodischen Überwachung
- Zusatz- oder Sonderinspektionen
- Instandhaltung und Erneuerung
- Qualitäts- und Erfolgskontrollen bei oder nach Instandsetzungs- und Erneuerungsarbeiten
- Untersuchungen zur Verbesserung und Optimierung von Instandsetzungs- und Schutzverfahren

durchgeführt werden. Sie kann grundsätzlich bei allen Arten von Hoch- und Tiefbauten aus Stahlbeton angewendet werden. Im Vordergrund steht der Einsatz dieses Verfahrens bei luftberührten Bauteilen. Zeitpunkt und Umfang der Potentialmessung richten sich nach der Gefährdung des Bauteils und nach der Zielsetzung der Untersuchung. Grundsätzlich sollte die Potentialmessung nach der visuellen Inspektion aber vor zerstörenden Prüfungen durchgeführt werden. Die Lage von Sondierstellen und Bohrkernen kann danach sehr gezielt festgelegt werden (s. Merkblatt SIA 2006 [9]). Grundsätzlich erleichtert die periodisch, mit einem Zyklus von einigen Jahren durchgeführte Potentialmessung die Beurteilung des aktuellen Zustandes. Neben der Potentialmessung sind für die gleichen Zwecke auch andere Messmethoden oder Sensoren verfügbar (z.B. chloridsensitive Elektroden für die Bestimmung des Chloridgehaltes des Betons [173] oder die elektrische Widerstandsmessung für die Bestimmung der Betonfeuchtigkeit [39,98]).

Die Potentialmessung bei **Hochbauten** weist gegenüber der Messung bei Tiefbauten einige Besonderheiten auf:

- geringere Betonfeuchtigkeit
- Korrosion eher wegen karbonatisiertem als wegen chloridverseuchtem Beton und daher geringere Makroelementwirkung und geringere Potentialunterschiede
- Bauteile mit sehr unterschiedlicher Geometrie, Funktion und Exposition (z.B. Fassadenelemente, Balkonbrüstungen, Stützen), Bauteile untereinander oft elektrisch nicht vermascht
- Bauteile mit unterschiedlichsten Oberflächen (Sichtbeton, Waschbeton)
- sehr unterschiedliche Betonqualitäten (Normalbeton, Leichtbeton; "gut" und "schlecht")
- Bauteile oft mit Beschichtungen (Anstrichen)
- schlechtere Zugänglichkeit.

Aus diesen Gründen ist das Vorgehen bei der Zustandserfassung bei Hoch- und Tiefbauten etwas unterschiedlich [9]. Der Zusammenhang zwischen Potential und Zustand der Bewehrung ist zudem bei der Korrosion infolge Karbonatisierung des Betons meist weit weniger offenkundig als bei der chloridinduzierten Korrosion. Hier bedarf es noch weiterer, grundlegender Abklärungen und Verbesserungen.

Bei erd- oder wasserfühligem Bauteilen wird die Potentialmessung dadurch wesentlich erschwert, dass Makroelementströme nicht nur im Beton, sondern auch im anliegenden Wasser und Erdreich fließen können. Zudem kann die Ausdehnung von Makroelementen mehrere Meter betragen (s. Kap. 8.4.7). Die Potentialmessung von erd- oder wasserberührten Bauteilen erfordert daher besondere Einrichtungen für die Durchführung und erhöhten Sachverstand bei der Interpretation. **Bild 74** zeigt eine Möglichkeit, wie bei Bauteilen unter Wasser das Potential der Bewehrung gemessen werden kann.

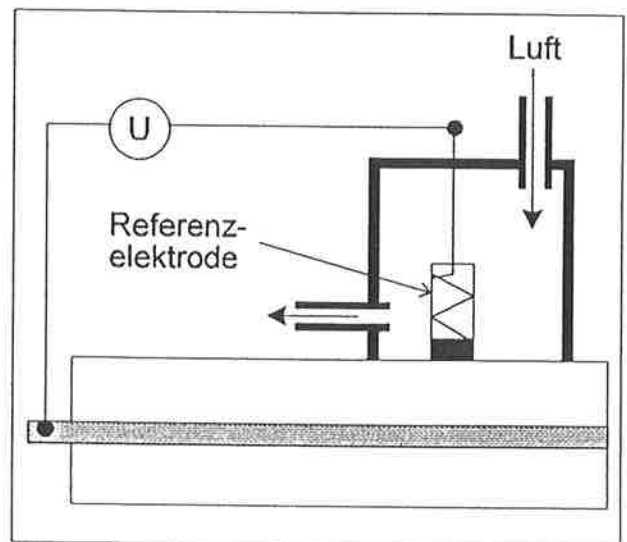


Bild 74
Schematische Darstellung der Anwendung der Potentialmessung bei Bauteilen unter Wasser [174].

9.4 Anwendungshinweise

9.4.1 Übersicht

Die Potentialpunktmessung oder kurz die **Punktmessung** ist im Gegensatz zur **Potentialfeldmessung** universell einsetzbar und benötigt nur einen relativ bescheidenen messtechnischen Aufwand. Dafür erfordert das Festlegen des Messrasters Sachverstand und Detailkenntnisse. Der Messraster kann im Verlaufe der Arbeit aber problemlos örtlich oder ganzflächig verfeinert werden.

Die Punktmessung ist generell Über-Kopf und an hohen vertikalen Wänden wesentlich einfacher als die Potentialfeldmessung und bis etwa 5 m mit einfachen Hilfsmitteln möglich. Dabei wird die Referenzelektrode auf eine leichte Verlängerung aufgesetzt. Ab Hebebühne, Lastwagen oder Rollgerüst können noch höher liegende Oberflächen erreicht werden. Die Potentialfeldmessung mit mehreren Referenzelektroden hat ihre Vorzüge, wenn grössere, leicht zugängliche Bauteile untersucht werden sollen, z.B. Oberseiten von Brückenplatten.

Der Einsatz einer **einzelnen Radelektrode** hat gewisse Vorteile. Der Abstand der abzufahrenden Messlinien entspricht minimal demjenigen der Punktmessung. Ob die im Vergleich zur Punktmessung gewonnene Mehrinformationen im Vergleich zum i.a. eher höheren Aufwand lohnenswert ist, kann nur im Einzelfall beurteilt werden.

Welches Messverfahren bei einem bestimmten Bauwerk zur Anwendung gelangt und welcher Messraster sinnvoll oder notwendig ist, muss fallweise festgelegt werden. Dabei sind zu berücksichtigen:

- Zielsetzung der Untersuchung
- erwarteter Zustand
- Grösse der zu lokalisierenden Korrosionsherde
- konstruktive Details, Geometrie und Abmessungen sowie Anzahl und Verteilung der Bauteile
- Erfahrungswerte bei ähnlichen Bauteilen
- allfällige Resultate vorgängiger Untersuchungen, z.B. der visuellen Inspektion
- Gefährdungspotential
- Risiken für Kosten- und Terminüberschreitungen bei ungenügenden Projektunterlagen
- Kosten/Nutzen-Verhältnis.

Beim Einsatz von **computerunterstützten Potentialerfassungssystemen** besteht eine gewisse Gefahr, dass die Zeit, bis sich ein stabiler Wert eingestellt hat, nicht abgewartet wird. Beim Einsatz solcher Systeme ist daher ganz besonders darauf zu achten, dass die erforderliche **Wartezeit** bis zum Abspeichern der Daten eingehalten wird.

Die **Anordnung von Bohrkernen und von Sondieröffnungen** ist für die korrekte Korrelation zwischen Potential und Zustand der Bewehrung von grosser Bedeutung. Bohrkern- und Sondieröffnungen sollten i.a. nur in Potentialbereichen angeordnet werden, in denen das Potentialfeld homogen ist oder eindeutig ein Maximum oder Minimum aufweist, d.h. also nicht in Zonen mit starken Potentialgradienten.

Hinweise zur Befeuchtung der Betonoberfläche enthält das Merkblatt SIA 2006 [9].

In den **Bildern 75 bis 78** sind einige möglichen Anwendungen der Potentialmessung bei **Brückenplatten** und **vertikalen Bauteilen** (Galerierückwände und Stützen) schematisch dargestellt.

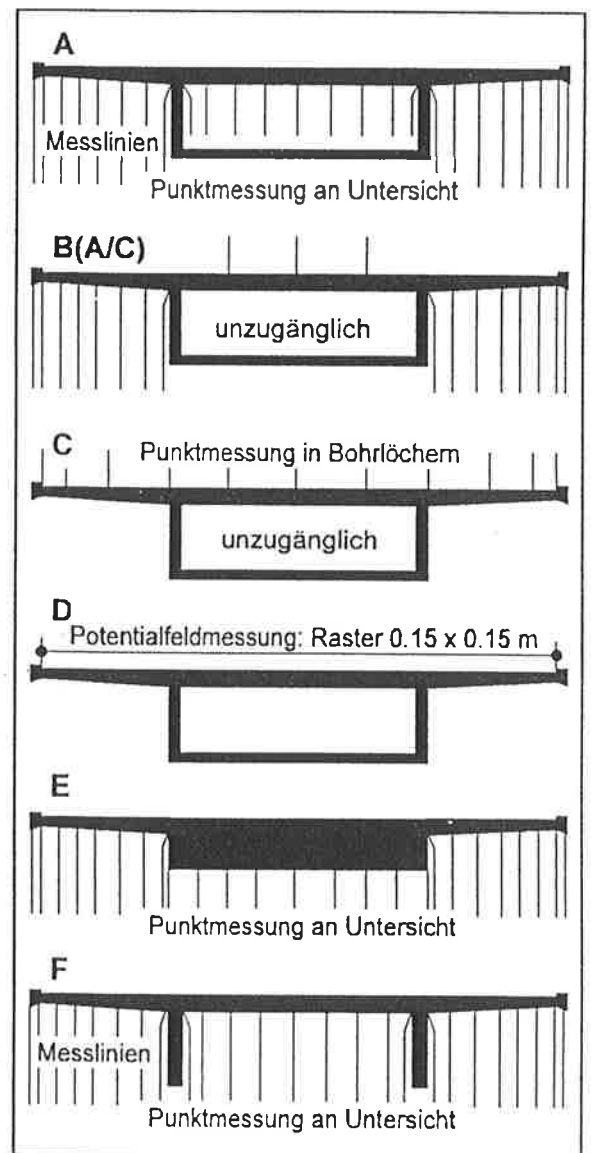


Bild 75
Übersicht über die Möglichkeiten der Potentialmessung bei Brückenplatten [119].

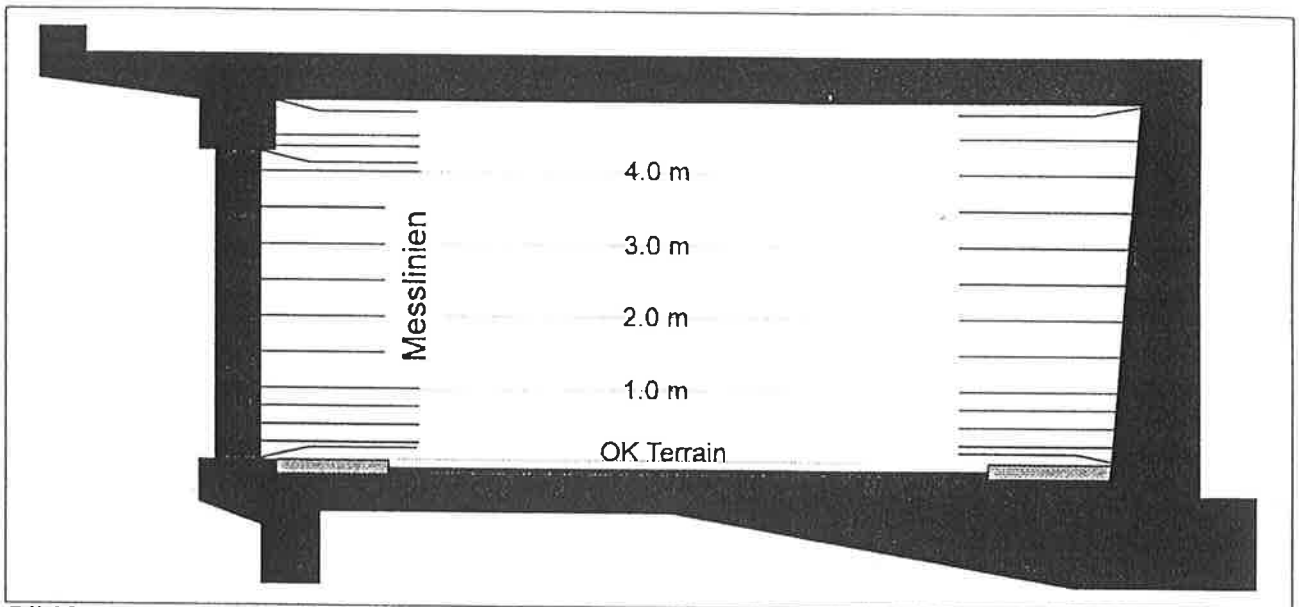


Bild 76 Anwendung der Potentialmessung bei Galerien.

Die Potentialmessung kann in analoger Art auch bei **anderen Objekten** (z.B. Parkgaragen, Abwasserreinigungsanlagen, Solebäder, Kunsteisbahnen, Kamine) eingesetzt werden. Wesentlich ist, dass bei der Punktmessung der Messraster entsprechend der Zielsetzung der Untersuchung und den Gegebenheiten des Bauwerkes (z.B. Bedeutung, Standort, Zugänglichkeit, Geometrie, Fugen, korrosive Einwirkungen, Gefährdungspotential) angepasst wird. Die meisten Bauwerke weisen Hilfen für die Wahl des Rasters auf (z.B. Fugen, Geländerpfosten, Entwässerungen).

Die Anwendung der Potentialmessung bei Brückenplatten soll im folgenden ausführlicher (weitere Details s. [119]), jene bei Wänden und Stützen nur kurz erläutert werden. Dabei wird ein besonderes Schwergewicht auf die Punktmessung gelegt, um den minimal notwendigen Messraster aufzuzeigen. Zudem könnte die Punktmessung inskünftig für den Ingenieur ein sinnvolle Methode sein, um sich mit geringen Aufwand vor Ort einen ersten Überblick zu verschaffen.

Das **Bild 75** gibt eine schematische Übersicht über die Möglichkeiten der Potentialmessung bei Brückenplatten. Dabei wird angenommen, dass die obere Bewehrung eher gefährdet ist und daher bei der Zustandsaufnahme primär interessiert.

Es können folgende Möglichkeiten unterschieden werden:

- Punktmessung an der Unterseite (Kragplatten und Hohlkasten, ganze Unterseite zugänglich); **Bild 75: A, E und F**
- Punktmessung auf der Oberseite (Kragplatten und Hohlkasten unzugänglich); **Bild 75: C**
- Kombinationen von A und C, je nach Zugänglichkeit; **Bild 75: B**
- Potentialfeldmessung auf der Oberseite in Bohrlöchern; **Bild 75: D**

Auf die verschiedenen Varianten wird in den folgenden Kapiteln näher eingegangen.

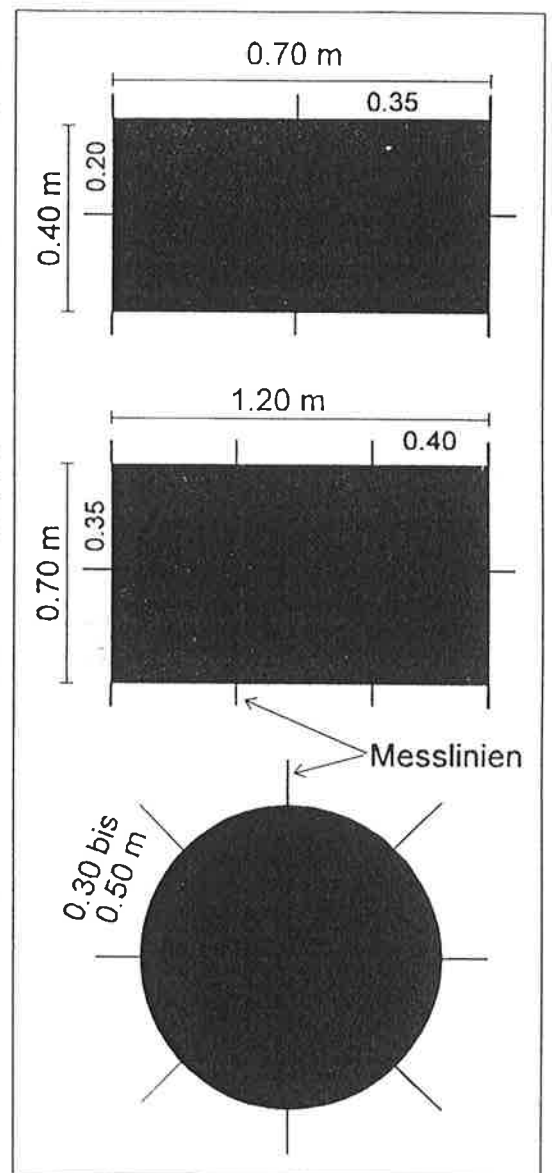


Bild 77
Anwendung der Potentialmessung bei Stützen (Querschnitte).

9.4.2 Punktmessung an der Untersicht von Brückenplatten

Die Punktmessung an der Untersicht vom mobilen Brückenuntersichtsgerät oder Gerüst aus oder auch im zugänglichen Hohlkasten ist sicherlich die effizienteste Art der Potentialmessung im Rahmen von Zustandsaufnahmen.

Ist der Abstand zwischen Untersicht und Arbeitsbühne oder Boden des Hohlkastens grösser als etwa 2.2 m, so besteht die Möglichkeit, die Referenzelektrode auf eine Verlängerung (z.B. Kunststoffrohr) aufzusetzen. Damit können ab einer Arbeitsbühne ohne grössere Schwierigkeiten auch Messungen zwischen relativ hohen Längsträgern durchgeführt werden.

Kann die Referenzelektrode direkt von Hand auf die Oberfläche aufgesetzt werden, so sollte der einzelne Messpunkt mit vernünftiger Genauigkeit eingemessen werden (z.B. ab Aussenkante Konsolkopf, Steg usw.). Muss die Referenzelektrode auf eine Verlängerung aufgesetzt werden, um die Untersicht zu erreichen, so muss man sich mit dem Augenmass und mit einfachen Hilfsmitteln (z.B. Messlatten oder auf dem Boden liegendes Messband) begnügen. Oft kann man sich auch an der Struktur der Betonoberfläche orientieren (z.B. Schalung).

Der Messraster quer zur Brücke muss den jeweiligen Verhältnissen (Bild 75) und der jeweiligen Zielsetzung der Untersuchung angepasst werden. Die Tatsache, dass die Auskragung wegen undichter Randanschlüsse, z.B. bei Fahrbahntwässerungen oder entlang von Randsteinen, in vielen Fällen gefährdeter ist als die Brückenmitte, kann mit einem engeren Messraster in diesem Bereich berücksichtigt werden. Der Abstand von Messpunkt zu Messpunkt in **Querrichtung** der Brücke variiert deshalb zwischen etwa **0.20 und 1.0 m**. Der Abstand zwischen den Messpunkten in **Längsrichtung** beträgt je nach Zielsetzung und laufenden Ergebnissen **etwa 1 bis 2 m** (z.B. bei jedem Geländerpfosten und gegebenenfalls dazwischen).

Grundsätzlich hat sich folgendes **Vorgehen** bewährt:

- 1) Punktmessung an der Untersicht der Auskragung
- 2) Punktmessung in Brückenmitte, falls die Resultate der Messung an der Untersicht der Auskragung auf Korrosionsherde in der Brückenmitte hindeuten, oder wenn dies aus anderen Gründen als sinnvoll oder notwendig erachtet wird (z.B. bei Brücken mit Mittelleitplanken).
- 3) Erste Auswertung und sehr sorgfältige Auswahl der Zahl und Lage von Bohrkernen und Sondieröffnungen.

Zahl und Grösse der Sondieröffnungen richten sich nach den Ergebnissen der Potentialmessung. In der Regel sind pro Objekt 3 bis 5 Sondierschlitze à ca. 1 m² ausreichend.

- 4) Öffnen von Sondierschlitzen zur visuellen Begutachtung des Zustandes der Bewehrung und zur Entnahme von Bohrkernen. Beim Öffnen der Sondierschlitze kommt dem detaillierten, sorgfältig erstellten Protokoll eine ganz besondere Bedeutung zu (s. Merkblatt SIA 2006 [9]). Es kann sinnvoll sein, nach dem Entfernen des Belags und der Abdichtung das Potential auf der freigelegten Fläche in einem engeren Raster noch einmal zu messen. Dies erleichtert die Interpretation.
- 5) Auswertung und Interpretation der Resultate, Bericht.

In diesem Zusammenhang stellt sich die berechtigte Frage nach der **Zuverlässigkeit der Potentialmessung an der Untersicht** und deren Aussagefähigkeit bezüglich Korrosion an den oberen Bewehrungslagen (s. dazu auch Kap. 11.6). Dazu sind grundsätzlich nur drei einschränkende Gesichtspunkte zu erwähnen, nämlich:

- Dicke der Platte
- Korrosion der unteren Bewehrungslage
- frühere Sanierungen mit Kunstharz- oder kunststoffmodifizierten Mörteln.

Mit der Potentialmessung werden **grundsätzlich jene Bewehrungsstähle erfasst, die der Referenzelektrode am nächsten sind**. Korrodiert die obere Bewehrung, was bei Brückenplatten die Regel ist, so wird das Korrosionspotential der in der Nähe liegenden passiven, d.h. der nichtkorrodierenden Bewehrungsstähle zu negativeren Werten hin verschoben (Wirkung des Makroelementes) und zwar unabhängig davon, ob diese der oberen oder der unteren Lage angehören (Bild 78). Selbstverständlich nimmt die negative Potentialverschiebung der passiven Bewehrung mit zunehmendem Abstand zum Korrosionsherd ab. Da die negative Beeinflussung mit zunehmendem horizontalen oder vertikalen Abstand zur Korrosionsstelle kleiner wird, sinkt die Empfindlichkeit der Potentialmessung, Korrosionsherde zu lokalisieren, mit grösser werdendem Raster und mit zunehmender Plattendicke.

Die Empfindlichkeit der Potentialmessung wird aber neben der Plattendicke noch von weiteren Faktoren beeinflusst, wie z.B. durch die Grösse der Korrosionsherde, die Betonfeuchtigkeit, die Anordnung der Bewehrung und durch die Betonqualität. Deshalb kann keine exakte Angabe über die maximale Plattendicke gemacht werden. Die Potentialmessung wurde bereits mit Erfolg an der Untersicht von bis zu 0.8 m dicken Fahrbahnplatten angewendet.

Die schon erwähnte Tatsache, dass mittels Potentialmessung jene Bewehrungsstähle erfasst werden, die der Referenzelektrode am nächsten sind, bedeutet auch, dass Korrosionsherde an der unteren Bewehrungslage eine Aussage über den Korrosionszustand der oberen Lage mittels Potentialmessung verunmöglichen (Bild 78). Dies führt nicht zu Fehlinterpretationen, wenn eine solche Situation erkannt wird, z.B. wegen Rostflecken im Beton an der Untersicht.

Sind Korrosionsherde gleichzeitig auf der Ober- und Unterseite vorhanden (Bild 78), so wirkt grundsätzlich die Bewehrungslage mit der intensiveren Korrosion potentialbestimmend, unabhängig davon, auf welcher Seite gemessen wird (s. z.B. Bild 60).

Die bisherigen Erfahrungen zeigen (s. Kap. 11.2, 11.3 und 11.6), dass solche Verhältnisse meist nur örtlich, z.B. bei undichten Fugen oder Fahrbahnübergängen, Rissen, Einlaufschächten, bei zu kurzen Rohren der Fahrbahn- oder Abdichtungsentwässerung oder bei grösseren Kiesnestern anzutreffen sind. Bis anhin wurde aber dadurch das Gesamtbild über den Zustand der oberen Bewehrungslage noch nie derart gestört, dass auf die Messung auf der Oberseite (in Bohrlöchern) ausgewichen werden musste.

Eine zuverlässige Aussage über den Zustand der oberen Bewehrungslage kann des weiteren auch durch frühere Sanierungen erschwert werden. Kunstharz- und kunststoffmodifizierte Mörtel verschieben das Potential der Bewehrung i.a. zu negativeren Werten (s. Kap. 8.5.8). Dies kann zu Fehlinterpretationen führen. Daraus ist zu folgern, dass man über Art und Umfang vorhergehender (Sanierungs)arbeiten ausreichende Kenntnisse haben muss.

Die Punktmessung an der Untersicht von Fahrbahnplatten erlaubt auch eine Aussage über den Zustand von Brückenabdichtungen. Da das Korrosionspotential der Bewehrung sich mit der Betonfeuchtigkeit ändert, können mittels der Potentialmessung undichte Stellen in der Abdichtung lokalisiert werden und zwar schon lange bevor Korrosionsschäden an der Bewehrung eintreten.

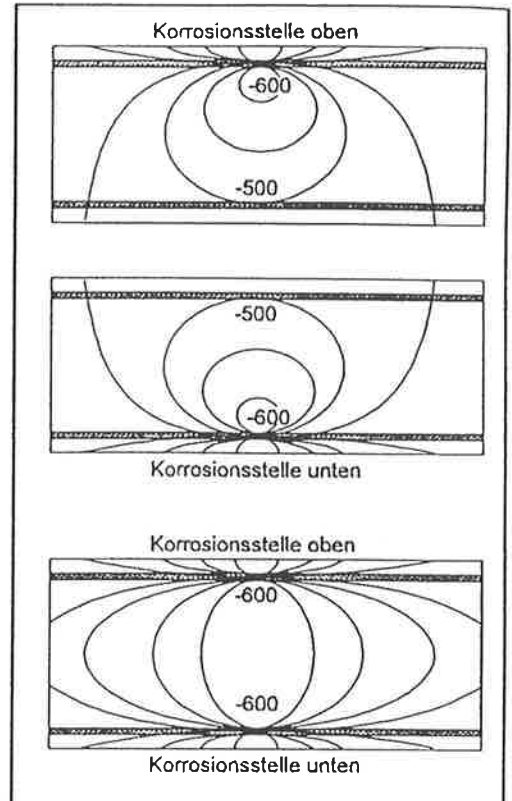


Bild 78
Schematische Darstellung des Potentialfeldes bei oben- und untenliegender(n) Korrosionsstelle(n).

9.4.3 Punktmessung auf der Oberseite von Brückenplatten

Die Punktmessung auf der Oberseite von Brücken wird dann notwendig, wenn die Potentialmessung an der Unterseite nicht durchgeführt werden kann oder die Resultate ungenügend sind. Dies ist z.B. dann der Fall, wenn

- die Unterseite nicht zugänglich ist, z.B.
 - * der Bereich von (massiven) Endquerträgern
 - * der hangseitige Bereich von Lehnenviadukten
 - * wegen zu niedriger lichten Höhe im Endbereich von Brücken
 - * wegen des Bahnverkehrs
- der Hohlkasten sehr niedrig (<0.8 m) oder geschlossenen (z.B. Hohlzellenkonstruktionen) ist
- die inneren Seiten von Zwillingenbrücken auch mit einem grossen Brückenuntersichtsgerät nicht erreicht werden können
- die Empfindlichkeit der Messung z.B. bei sehr dicken Fahrbahnplatten (>0.8 m) oder Endquerträgern als ungenügend erachtet wird
- aus statischen Gründen auch kleine Korrosionsherde nicht toleriert werden können und bekannt sein müssen.

Da Asphaltbeläge isolierend wirken und leicht armierte Betonbeläge zu Fehlmessungen führen können, müssen sie bis auf den Konstruktionsbeton durchbohrt werden. Die Bohrungen ($\phi \geq 50$ mm bei Betonbelägen, $\phi \geq 30$ mm bei Asphaltbelägen) werden entsprechend dem Messraster angeordnet. Bei der Messung wird die Referenzelektrode in diese Bohrlöcher gestellt. Bei diesem Vorgehen ist eine optimale Wahl des Messrasters besonders wichtig. Nach einem ersten Durchgang ist gegebenenfalls ein zweiter Durchgang mit einem lokal oder ganzflächig verfeinerten Messraster notwendig.

Das weitere Vorgehen nach der Potentialmessung wurde bereits im vorhergehenden Kapitel erläutert.

9.4.4 Potentialfeldmessung

Die Potentialfeldmessung (Messraster: 0.15×0.15 bis 0.25×0.25 m) auf horizontalen Oberflächen wie z.B. Brückenoberflächen (s. Bild 75) setzt voraus, dass keine isolierenden Schichten vorhanden sind. Bei Brücken müssen deshalb der Fahrbahnbelag und die Abdichtung vorgängig vollständig entfernt werden. Dieses Messverfahren kann daher bei Brücken nur im Rahmen von Erhaltungs- oder Erneuerungsmassnahmen eingesetzt werden.

Bei vertikalen Flächen oder Untersichten sind meist besondere Massnahmen (Haltevorrichtung für die Referenzelektroden, Gerüst, Hebebühne etc.) notwendig. Dabei ist auf eine gleichmässige Befeuchtung und einen gleichmässigen Anpressdruck aller Referenzelektroden zu achten.

Wegen der hohen m^2 -Leistung bei gleichzeitig sehr feinem Messraster und dadurch hoher Auflösung bietet sich dieses Verfahren vorab dann an, wenn es gilt, Lage und Ausmass auch von kleineren Korrosionsherden exakt zu lokalisieren. Die Potentialfeldmessung ist bei Brückenplatten dann sehr zu empfehlen, wenn bei der Zustandsaufnahme mittels Punktmessung örtliche Korrosionsherde gefunden wurden oder, wenn die Oberfläche der Fahrbahnplatte vor der Ausführung der Erneuerungs- oder Erhaltungsmaßnahmen mangels Zugänglichkeit oder aus anderen Gründen nicht oder nur ungenügend untersucht werden konnte.

Die Potentialfeldmessung bedingt wegen der hohen Datenmenge ein geeignetes Datenerfassungs- und -verarbeitungs- sowie Auswertungssystem (Hard- und Software).

Wie bei der Punktmessung ist auch hier die Entnahme von Bohrkernen und das Öffnen von kleineren Sondierschlitzen zu empfehlen, um die Potentialskala über den Zustand der Bewehrung sozusagen zu eichen (s. auch Kap. 9.4.2).

Wird das Ergebnis der Potentialfeldmessung sofort benötigt, z.B. um den Bauablauf nicht zu verzögern, können die zu öffnenden Bereiche mit Prioritäten versehen werden (z.B. Priorität I: sicher öffnen, Priorität II: vermutlich öffnen, Priorität III: unsicher; bei den Prioritäten II und III das Ergebnis der Bereiche mit höherer Priorität abwarten).

9.4.5 Spannglieder

Die Potentialmessung erlaubt **keine Aussagen** über den Korrosionszustand oder über das Vorhandensein von Korrosionsstellen an Spanngliedern in **intakten Hüllrohren**. Metallische Hüllrohre wirken abschirmend und Hüllrohre aus Kunststoff sind elektrisch isolierend. In beiden Fällen kann sich das Potentialfeld des Spanngliedes nicht über das Hüllrohr hinaus ausbreiten. Selbst dort, wo das Hüllrohr von innen durchkorrodiert, beschädigt oder unvollständig ist, dürfte die Chance, dass Korrosionsstellen an den Spanngliedern erkannt werden können, sehr klein sein. Die von einer Korrosionsstelle an einem Spannglied resultierende Potentialbeeinflussung der umliegenden schlaffen Bewehrung dürfte vermutlich in den meisten Fällen zu gering sein, um mittels der Potentialmessung auf der Betonoberfläche erkannt zu werden.

Etwas anders liegen die Verhältnisse dann, wenn die **Korrosionsgefährdung primär von der Bauteiloberfläche** ausgeht, wie z.B. beim Chlorideintrag von der Oberseite einer Brückenplatte. In diesen Fällen setzen Korrosionsvorgänge zuerst an der aussen- oder obenliegenden Bewehrung ein und zwar lange Zeit bevor die Chloride das Hüllrohr erreichen und dort zu Schäden führen. Sind nun Korrosionsherde an der aussenliegenden Bewehrung in einem für Spannkabel kritischen Bereich vorhanden, so sollte dies ein Anlass sein, die kritischen Bereiche genauer zu untersuchen. In diesem Sinne kann die **Potentialmessung eine indirekte Hilfe** für die Beurteilung der Korrosionsgefährdung und des Korrosionszustandes von Spannkabeln sein.

Bei Bauteilen mit **Spanngliedern mit direktem Verbund** kann die Potentialmessung wie bei der schlaffen Bewehrung angewendet werden. Allerdings sollten die Grenzpotentiale und -chloridgehalte schärfer angesetzt werden als bei der schlaffen Bewehrung.

9.4.6 Wände

Vertikale Flächen, z.B. Stützwände, Widerlager, Flügelmauern, Rückwände von Galerien oder Wände von Unterführungen lassen sich mit der Punktmessung leicht und rasch untersuchen. In **Bild 76** ist ein Beispiel für die Anordnung der Messlinien bei einer Galerierückwand gezeigt. Im unteren Bereich ist der Raster wesentlich dichter (Messlinienabstand: 0.2 bis 0.25 m) als im oberen Bereich (0.5 bis 1.0 m). Damit wird berücksichtigt, dass im Sockelbereich der Chlorideintrag meistens wesentlich intensiver und der Potentialgradient daher viel steiler ist als im Bereich oberhalb etwa 2 bis 4 m (abhängig z.B. von der Fahrgeschwindigkeit, vom Abstand zur Strasse, von den vorherrschenden Windverhältnissen, vom Streusalzaustrag). Messungen unterhalb OK Terrain sind selten erforderlich, da die Korrosionsgeschwindigkeit in diesem Bereich meist deutlich geringer ist als oberhalb OK Terrain (s. **Bilder 59, und 66 sowie das Kap. 11.3**).

Es sei nochmals daran erinnert, dass der **Messraster den Ergebnissen anzupassen** ist. So wurden z.B. bei Unterführungen der Nationalstrasse mehrmals auch im obersten Teil von Wänden Korrosion gefunden, da die darüber liegenden Fahrbahnübergänge oder Anschlüsse undicht waren und Salzwasser von oben in die Wand eindringen konnte.

Der Abstand von Messpunkt zu Messpunkt in **Längsrichtung** sollte i.a. zwischen 1 und 2 m liegen. Bei Fugen oder anderen Unstetigkeiten sind Messungen an beiden Enden der einzelnen Bauteile zu empfehlen.

Messlinien können auch mit einer einzelnen Radelektrode abgefahren werden. Die vom Boden aus erreichbare Höhe dürfte aber eher kleiner sein als bei der Punktmessung, da die Radelektrode deutlich schwerer als eine einzelne Referenzelektrode ist. Es sei nochmals betont, dass vor dem Abspeichern der Daten ein stabiler Endwert abgewartet werden muss. Diese Wartezeit kann bei trockenem Beton recht lange sein.

Selbstverständlich kann auch hier die Potentialfeldmessung eingesetzt werden. Allerdings kann der Bereich oberhalb etwa 2 bis 2.5 m meist nur mit einem grösseren technischen Aufwand erreicht werden. Im übrigen gilt das im Kap. 9.4.4 Gesagte.

9.4.7 Untersichten

Untersichten von z.B. Unterführungen und Galeriedächern können in analoger Art wie die Untersichten von Brückenplatten untersucht werden (**Bild 75**). Bei wenig gefährdeten Bauwerken ist für die Punktmessung ein Messraster von 1x1 bis max. 2x2 m sinnvoll. Bei gefährdeten Objekten muss der Messraster dem erwarteten Zustand und den laufenden Ergebnissen angepasst werden.

Wesentlich ist, dass bei Untersichten immer beidseits von Fugen, Längs- und Querträgern, Rippen oder Verstärkungen gemessen wird. Für weitere Details sei auf das Kapitel 9.4.2 verwiesen.

Bezüglich der Verwendung einer einzelnen Radelektrode und bzgl. der Potentialfeldmessung sei auf das Kapitel 9.4.6 verwiesen.

9.4.8 Stützen

Das **Bild 77** zeigt anhand von drei Stützenquerschnitten schematisch die Anordnung der Messpunkte auf dem Umfang. Der seitliche Abstand sollte bei kleineren Stützen nicht mehr als 0.50 m betragen. Bei sehr grossen Stützen oder in Bereichen ohne Korrosionsherde kann der seitliche Abstand von Messpunkt zu Messpunkt auf max. 1.0 m ausgedehnt werden.

Die Anordnung der Messpunkte in der vertikalen Richtung ist ähnlich wie bei Wänden (**Bild 76**). Für weitere Details sei auf das Kapitel 9.4.2 verwiesen.

Bezüglich der Verwendung einer einzelnen Radelektrode und der Potentialfeldmessung sei auf das Kapitel 9.4.6 verwiesen.

9.5 Praktische Durchführung

Im Merkblatt SIA 2006 [9] sind die praktische Durchführung der Potentialmessung wie auch der Einbezug von anderen Untersuchungsmethoden und die Einordnung der Potentialmessung bei der Zustandsaufnahme von Bauwerken sowie die Frage der Verantwortung ausreichend detailliert erläutert. Im weiteren sei auf die im **Kapitel 11** dieser Arbeit erläuterten Beispiele verwiesen.

10 Auswertung und Interpretation der Resultate der Potentialmessung

10.1 Vorbemerkung

Bei der Zustandsaufnahme von Stahlbetonbauten werden neben der Potentialmessung viele andere Untersuchungsmethoden eingesetzt. Der Einsatz und die Interpretation der Resultate dieser Methoden sind i.a. besser bekannt und nicht Gegenstand dieser Arbeit. Wichtig ist, dass der verantwortliche Ingenieur über die notwendigen Kenntnisse verfügt, um die Möglichkeiten aller vorhandenen Techniken und Verfahren optimal auszuschöpfen. In den folgenden Kapiteln wird versucht aufzuzeigen, welche Informationen bei einer sorgfältigen Interpretation aus der Potentialmessung herausgeholt werden können. Für das Einbinden und Gewichten dieser Resultate bei der Gesamtbeurteilung eines Bauwerkes sei auf das Merkblatt SIA 2006 [9] sowie auf die dort erwähnten Bestimmungen verwiesen. Weiter sei auf die aktuellen Publikationen des "IP Bau, Erhaltung und Erneuerung" des Bundesamtes für Konjunkturfragen aufmerksam gemacht, welche viele nützliche Hinweise zur gesamten Problematik enthalten (z.B. [175-178]).

Die Potentialmessung und deren Auswertung und Interpretation ist eine anspruchsvolle Arbeit, welche fundierte Kenntnisse der elektrochemischen Grundlagen der Korrosion von Metallen, insbesondere von Stahl im Beton voraussetzt. Ebenso sind Kenntnisse über das chemisch-physikalische Verhalten des Baustoffs Beton sowie Erfahrungen über Besonderheiten und spezifische Schwachstellen Bauwerkstypen unerlässlich.

10.2 Darstellung der Resultate

Die Resultate der Potentialmessung können in verschiedenen Formen dargestellt werden. Wichtig ist, dass die Darstellung von Dritten (Auftraggeber, Ingenieur) korrekt und rasch erfasst werden können.

Die Resultate der **Punktmessung** und der Messung mit einer einzelnen Radelektrode sollten grundsätzlich immer in tabellarischer Form zusammengestellt werden. Weitere Darstellungsarten wie Liniendiagramme oder Farbgrafiken können genutzt werden, um die Resultate zu visualisieren.

Die Resultate der **Potentialfeldmessung** werden bevorzugt als Farbgrafik wiedergegeben. Sie erlauben eine bessere und feinere Abstufung und sind leichter lesbar als Graustufengrafiken. Dabei wird entweder einem Potentialwert direkt eine bestimmte Farbe zugeordnet (Bild 79a) oder es wird in einem ersten Schritt das Potentialfeld berechnet und anschliessend eingefärbt (Bild 79b). Bei der Darstellung der Resultate in Form von Isopotentiallinien sind die Hinweise im Merkblatt SIA 2006 [9] zu beachten. Nichteingefärbte Isopotentialliniendarstellungen oder dreidimensionale Darstellungen sind für Nichtfachleute nicht leicht lesbar.

Unabhängig von der Form der Darstellung sollte der Bezug zum realen Bauteil immer leicht ersichtlich und eindeutig sein, damit zu einem späteren Zeitpunkt die Messung wiederholt und Vergleiche angestellt werden können. Bei der Punktmessung sollte die Lage der einzelnen Messpunkte, bei der Messung mit einer einzelnen Radelektrode die Lage der Messlinien in den entsprechenden Plänen festgehalten werden. Die Resultate der Potentialfeldmessung sollten immer massstabsgetreu dargestellt werden.

10.3 Auswertung der Resultate

10.3.1 Statistische Analyse

Die statistische Analyse erlaubt, die Verteilung der Potentialwerte zu untersuchen. Sie wurde bereits in der ersten Fassung des ASTM-Standards zur Potentialmessung an Stahlbetonbauten erwähnt [1] und wurde seither verschiedentlich genutzt [3,5,179-181]. Dabei wird grundsätzlich versucht, Gruppen von zusammengehörenden Messwerten zu erkennen. Zusammen mit den Ergebnissen der visuellen Kontrolle, der Sondieröffnungen und der Bohrkernanalysen ist sie ein nützliches Hilfsmittel, um die Potentialgrenzwerte und die Flächenanteile der einzelnen Potentialbereiche festzulegen. Mit der statistischen Analyse können auch Veränderungen, z.B. über die Zeit oder nach einer Instandsetzung, leichter erfasst und beurteilt werden (s. Bild 72).

Die statistische Analyse umfasst die Berechnung und Darstellung der

- Häufigkeitsverteilung (Gruppengröße ≤ 20 mV)
- Summenhäufigkeit
- Summenhäufigkeit im Wahrscheinlichkeitsnetz

als Funktion des Potentials. Die Bilder 60a und b geben ein Beispiel für die Häufigkeitsverteilung und die Summenhäufigkeit als Funktion des Potentials (Gruppengröße: 10 mV). In Bild 60a sind bei der Häufigkeitsverteilung der Potentiale für die Unterseite klar 2 Maxima erkennbar, nämlich zwischen etwa 0 und -50 mV_{CSE} und zwischen etwa -400 und -450 mV_{CSE}. Es ist zudem ersichtlich, dass die Verteilung beim oberen Maximum schmaler, bei unteren Maximum breiter ist. Bei der Häufigkeitsverteilung der Potentiale für die Oberseite ist nur 1 Maximum sicher auszumachen, nämlich bei etwa -200 mV. Das zweite, bei negativeren Potentials vorhandene Maximum kann kaum erkannt werden. Aus der Summenhäufigkeitskurven im Wahrscheinlichkeitsnetz (Bild 80) lassen sich die gleichen Messwerte weit leichter und besser analysieren. Grundsätzlich gilt für die Summenhäufigkeit im Wahrscheinlichkeitsnetz folgendes:

- a) Eine Gruppe von zusammengehörenden Messwerten (z.B. Potentiale der passiven Bewehrung) ergibt eine Gerade, wenn die Werte eine gauss'sche Normalverteilung aufweisen. Die Gerade ist umso steiler, je enger die Werteverteilung ist. Die Gerade bei positiveren Potentials repräsentiert die Verteilung der nicht durch Makroelemente beeinflussten Potentiale der passiven Bewehrung (Bereich P). Die Potentiale der unbeeinflussten passiven Bewehrung auf der Unterseite liegen mit einer **Wahrscheinlichkeit F** von 0.1 bis 99.9% zwischen -120 und +50 mV_{CSE}. Damit wird ein Potentialbereich von 170 mV (± 85 mV) überstrichen.

Aus den Bildern 60, 79a und 80 ist ersichtlich, dass das Potential der passiven Bewehrung auf der Oberseite wesentlich negativer ist als auf der Unterseite. Die Gründe hierfür wurden bereits im Kap. 8.4.3 und 8.6.3 diskutiert. Die Geraden für den passiven Bereich in Bild 80b sind um 150 (F = 99.9%) bis 180 mV (F = 0.1%) gegeneinander verschoben. Dies deckt sich mit dem Ergebnis in Bild 60.

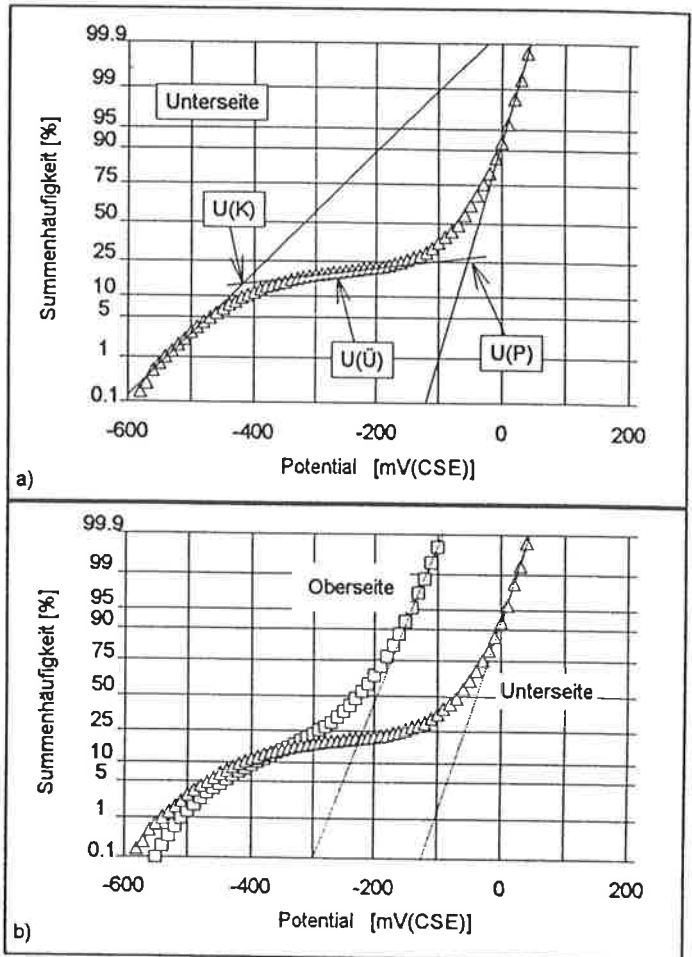


Bild 80

Summenhäufigkeit der Potentialwerte der Fahrbahnplatte des San Bernardinotunnels im Wahrscheinlichkeitsnetz (vgl. Tabellen 12 und 13 sowie Bilder 60 und 81):

- | | |
|---------------------------|------------------|
| $U \leq U(K)$: | Korrosion |
| $U(K) \leq U \leq U(P)$: | Übergangsbereich |
| $U \geq U(P)$: | keine Korrosion. |

- b) Die im negativeren Potentialbereich liegende Gerade repräsentiert die Verteilung der unbeeinflussten Potentialwerte der korrodierenden Bewehrung (**Bereich K**). Sie ist wesentlich flacher als die Gerade für die passive Bewehrung (Potentialbereich: -610 bis -30 mV_{CSE} für F = 99.9 bis 0.1%, bzw. ±240 mV). Wie bereits erwähnt wurde, ist im Bereich mit Lochfrass die Differenz zwischen der Ober- und der stärker korrodierenden Unterseite (Plattendicke: 0.22 m) gering. Die Potentiale auf der Oberseite sind bei gleicher Wahrscheinlichkeit maximal 50 mV positiver.
- c) Zwischen diesen zwei Gruppen (Geraden) gibt es einen Übergangsbereich (**Bereich Ü**). Im Übergangsbereich können die Werte keiner Gruppe sicher zugeordnet werden. In diesen Übergangsbereich fallen jene Potentiale, welche im Einflussbereich von Makroelementen in die negative oder in die positive Richtung verschoben wurden. Je negativer ein bestimmter Potentialwert ist, umso kleiner ist die Wahrscheinlichkeit F, dass er dem Bereich P angehört, umso höher aber ist die Wahrscheinlichkeit der Zugehörigkeit zum Bereich K. Die Wahrscheinlichkeit der Zugehörigkeit zur einen oder anderen Gruppe kann grob abgeschätzt werden.

Die **Tabelle 12** gibt einen Überblick über die Zuordnung der Messwerte. In einem ersten Schritt kann die Wahrscheinlichkeit F für Korrosion oder den passiven Zustand (keine Korrosion) aus den in **Bild 80a** gezeigten Geraden entnommen werden. Die Differenz zu 100%, d.h. der Rest der Werte gehört zur Gruppe der beeinflussten Werte. Die Gruppe der beeinflussten Werte kann man nun aufteilen in beeinflusste Werte aus dem Bereich Korrosion K und in beeinflusste Werte aus dem passiven Bereich P, indem die Wahrscheinlichkeit F für Korrosion zugrunde gelegt wird. Die Summe der unbeeinflussten und beeinflussten Werte ergibt dann das Total der Gruppe der auf Korrosion bzw. auf den passiven Zustand hindeutenden Potentiale.

Tabelle 12 Statistik der Potentiale der Unterseite der Fahrbahnplatte des San Bernardino Strassentunnels

Potential, [mV(CSE)]	F [%] für (s. Geraden in Bild 80a)			F [%] berechnet für		F [%] (Total) für	
	Korro-sion (K)	passiver Zustand (P)	beeinfluss-te Werte (Ü)	beeinflusst Korrosion (K)	beeinflusst passiv (P)	Korro-sion (K)	passiv (P)
+50	0	100	0	0	0	0	100
0	0	91	9.0	0	9	0	100
-50	0.2	30	69.8	0.1	69.7	0.3	99.7
-100	1	1	98	1	97	2	98
-150	4.5	0	95.5	4.3	91.2	8.8	91.2
-200	10	0	90	9	81	19	81
-250	23	0	77	17.7	59.3	40.7	59.3
-300	42	0	58	24.4	33.6	66.4	33.6
-350	63	0	37	23.3	13.7	86.3	13.7
-400	80	0	20	16	4	96	4
-450	91.5	0	8.5	7.8	0.7	99.3	0.7
-500	97	0	3	2.9	0.1	99.9	0.1
-550	99.2	0	0.8	0.8	0	100	0
-600	99.9	0	0.1	0.1	0	100	0

In **Bild 81** sind die potentialabhängigen Wahrscheinlichkeiten für den korrodierenden und den passiven Zustand der Bewehrung dargestellt. Daraus ist ersichtlich, dass die Wahrscheinlichkeit für Korrosion erst bei Potentialen >-100 mV_{CSE} praktisch Null ist. Bei Potentialen <-200 mV steigt die Wahrscheinlichkeit für Korrosion rasch an und erreicht bei -450 mV_{CSE} beinahe 100% (vgl. **Bild 80a**). Der Verlauf der Wahrscheinlichkeit für den passiven Zustand ist gegenläufig. Geht man von einer 90%igen Wahrscheinlichkeit aus, so liegen die Bereiche "Korrosion" und "keine Korrosion" etwa 220 mV_{CSE} auseinander. Anders ausgedrückt bedeutet dies, dass Potentialunterschiede auf der Unterseite von mehr als 220 mV mit einer Wahrscheinlichkeit von >90% auf Korrosion hindeuten. Auf der Oberseite ist dieser Potentialunterschied wesentlich kleiner und beträgt lediglich etwa 70 mV.

Wie bei der Oberseite der Fahrbahnplatte des San Bernardino Tunnels so kann auch bei anderen Bauteilen der Übergangsbereich und der Bereich mit Korrosion nicht so ausgeprägt sein. In den meisten Fällen können aber die Punkte U(K), U(Ü) und U(P) auf graphischem Wege noch mit genügender Sicherheit bestimmt werden (s. Bilder 80 und 81). Die Punkte U(K) und U(P) sind die Schnittpunkte der Geraden (Tangenten) für den Bereich mit Korrosion und für den passiven Zustand mit der Tangente des Übergangsbereichs. Der Punkt U(Ü) ist der Wendepunkt der Summenhäufigkeitskurve (Mittelpunkt der Tangente des Übergangsbereiches in jenem Teil, wo zwischen der Tangente und den Datenpunkten keine oder nur eine geringe Abweichung besteht).

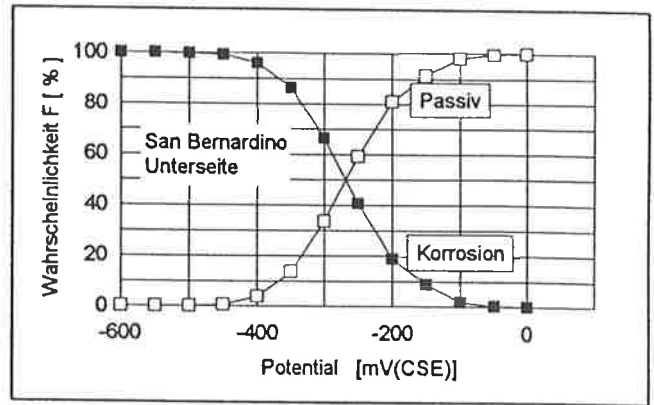


Bild 81

Wahrscheinlichkeit für "Korrosion" und für den "passiven" Zustand der Bewehrung in Abhängigkeit vom Potential (vgl. Bild 80a).

Vereinfachend kann folgende Zuordnung gemacht werden:

U = U(K)	Wahrscheinlichkeit F für Korrosion:	100%
U = U(Ü)	Wahrscheinlichkeit F für Korrosion:	50%
U = U(P)	Wahrscheinlichkeit F für Korrosion:	0%

Die Zuordnung von $F(\text{Korrosion}) = 50\%$ bei $U = U(\ddot{U})$ ist dabei etwas willkürlich und ist mit dem grössten Fehler behaftet. Der Fehler ist dabei von der Steigung und der relativen Lage der Geraden zueinander abhängig. Für die in Bild 80 gezeigten Daten der Ober- und Unterseite sind die auf diese Weise erhaltenen Werte in der Tabelle 13 zusammengestellt.

Tabelle 13

Kritische Potentialwerte der Fahrbahnplatte des San Bernardino Tunnels

Kritischer Potentialwert	Potential [mV(CSE)]		Messwerte [%]		F für Korrosion [%]
	Oberseite	Unterseite	Oberseite	Unterseite	
U(K)	-430	-420	7	9.5	~100
U(Ü)	-350	-270	13	19	~50
U(P)	-200	-50	63	62	~0

Zu den Grenzpotentialen gehören eine bestimmte Anzahl Messwerte (Bild 80). Aus der obigen Tabelle können wir entnehmen, dass beispielsweise auf der Unterseite 9.5% der Werte $\leq -420 \text{ mV}_{\text{CSE}}$ sind und eine Wahrscheinlichkeit für Korrosion von praktisch 100% aufweisen. Die Wahrscheinlichkeit für Korrosion ist bei Potentialen $\geq -50 \text{ mV}_{\text{CSE}}$ praktisch 0% bzw. die Wahrscheinlichkeit für "keine Korrosion", d.h. die Wahrscheinlichkeit, dass die Bewehrung im passiven Zustand vorliegt, demgegenüber praktisch 100%. Dies betrifft mindestens 38% der Messwerte.

Die Tabelle 13 zeigt, dass die Potentialwerte beim Punkt U(K) der Ober- und Unterseite praktisch identisch sind. Dahingegen sind die Potentiale der Punkte U(Ü) und U(P) der Ober- und Unterseite unterschiedlich. Daraus wird klar, dass die Grenzpotentiale keine festen Grössen sind, sondern von verschiedenen Faktoren abhängen. Die Betonfeuchtigkeit und die Potentiallage im Bereich ohne Korrosion ist dabei besonders wichtig. Je feuchter der Beton ist, umso negativer sind die Potentiale der passiven Bewehrung und, umso näher kommen sie dem Potentialbereich, welcher für Korrosion typisch ist. Damit wird die Zuordnung eines einzelnen Potentials zu "Korrosion" bzw. zu "keine Korrosion" stark erschwert. Trotz dieser Schwierigkeit - und dies macht die statistische Auswertung eben besonders hilfreich - sind die den Punkten U(K), U(Ü) und U(P) zugehörigen Messwertanteile der Ober- und Unterseite ähnlich und die zugehörigen Wahrscheinlichkeiten für Korrosion gleich.

Der Vergleich der Resultate der Ober- und Unterseite macht klar, dass eine hochohmige Oberflächenschicht durchaus nicht immer nur störend ist, sondern u.U. die Auswertung und Interpretation der Potentialmessung sogar erleichtern kann.

Es wäre sehr wünschenswert, wenn das vorstehend beschriebene empirische und halbquantitative Vorgehen durch eine geeignete mathematische Analyse der Häufigkeitsverteilung und der Summenhäufigkeit im Rahmen von Grundlagenarbeiten noch verbessert würde. Ein Ansatz dazu wurde von Elsener et al. [181] gemacht.

Es sei hier betont, dass die kritischen Potentialwerte von Bauwerk zu Bauwerk, ja sogar von Bauteil zu Bauteil variieren können (Bild 82). Die statistische Analyse muss daher häufig nicht nur über die gesamte untersuchte Fläche, sondern auch über Teilbereiche durchgeführt werden. In vielen Fällen können damit auch kleinere Unterschiede erkennbar gemacht werden. Bild 83 zeigt als Beispiel die Summenhäufigkeiten für den östlichen und westlichen Rand sowie für den mittleren Bereich der Fahrbahnplatte des San Bernardino Strassentunnels. Daraus geht hervor, dass die Randzonen deutlich negativere Potentiale aufweisen als der Bereich der Fahrbahnmitte. Beim westlichen Rand ist dies noch ausgeprägter als beim östlichen Rand (Quergefälle: West → Ost). Dieser Befund erlaubt Rückschlüsse auf die dominante Art der Unterwanderung des Belages durch Wasser.

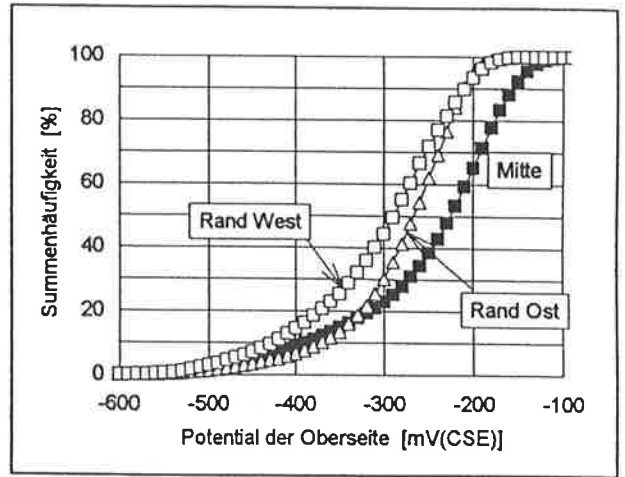


Bild 83
Summenhäufigkeit der Potentialwerte verschiedener Bereiche der Oberseite der Fahrbahnplatte des San Bernardino-Tunnels (Messungen Juni 91).

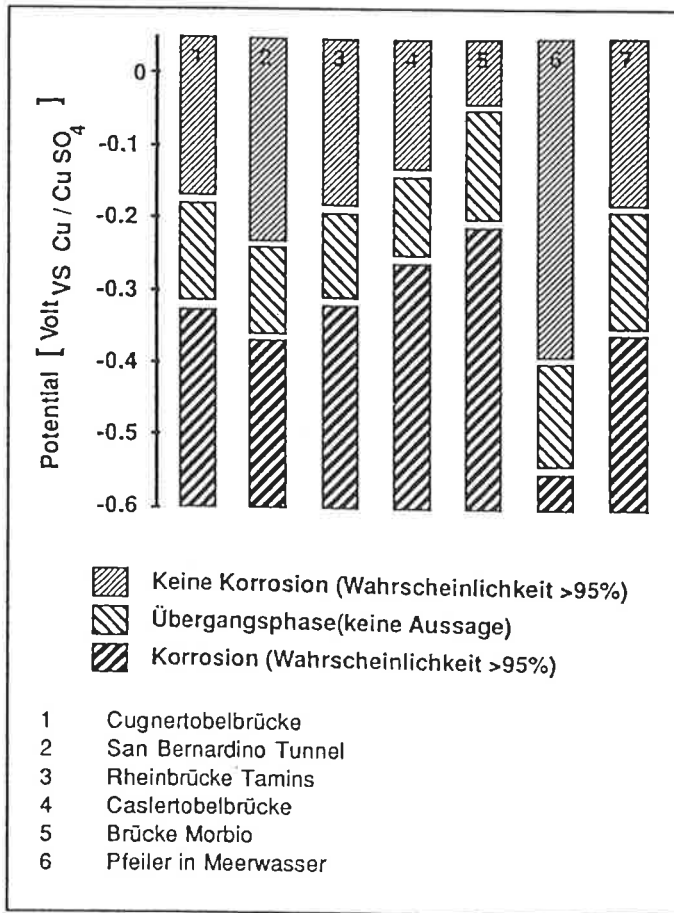


Bild 82
Potentialgrenzwerte für korrodierende und passive Bewehrung von verschiedenen Bauwerken im Vergleich zum ASTM-Standard C876-87 [1] (Balken Nr. 7) nach [5].

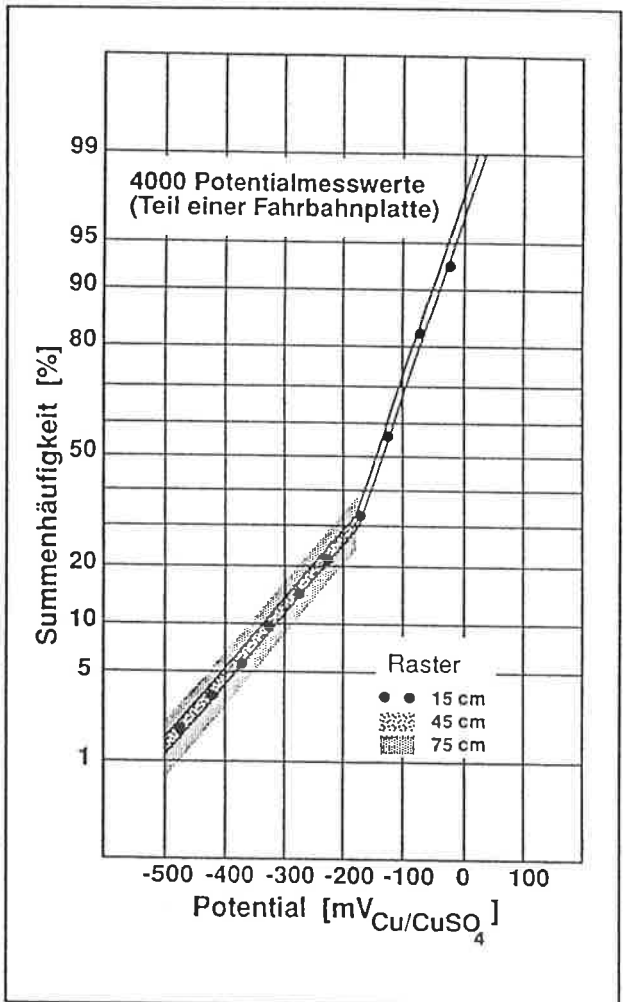


Bild 84
Einfluss des Messrasters auf die Summenhäufigkeit der Potentialwerte nach [5].

Will man nun aus der statistischen Betrachtung direkt eine **flächenbezogene Aussage** machen, ist dies nur dann zulässig, wenn die Fläche, welche einem Messpunkt zugeordnet werden kann, für alle Messpunkte gleich ist. Bei der Potentialfeldmessung ist diese Bedingung erfüllt. Beispielsweise können wir für die Fahrbahnplatte des San Bernardino Tunnels aus der **Tabelle 13** oder aus **Bild 80** schliessen, dass etwa 7 bis 10% der Fläche von starkem Lochfrass betroffen ist, und etwa 13 bis 19% der Fläche eine Wahrscheinlichkeit von 50 bis 100% für Lochfrass aufweist. Etwa 38% der Fläche weist mit 100%iger Wahrscheinlichkeit keine Korrosion auf. Bei der Punktmessung kann die mit einem Punkt erfasste Fläche in einem weiten Rahmen variieren. Bei flächenbezogenen Angaben, z.B. über zu sanierende Bereiche, muss dies berücksichtigt werden. Die Fläche, welche einem einzelnen Messpunkt zugeordnet werden kann, hängt nicht nur vom Messraster, sondern auch von der Betonfeuchtigkeit ab. Bei chloridverseuchten Bauteilen sollte sie kleiner als 1 bis 2 m² sein. Bei korrosionsgefährdeten Bauteilen infolge Karbonatisierung des Betons sollte sie höchstens 0.5 bis 1 m² betragen (s. auch Kap. 11).

Die kritischen Potentialwerte ($U(K)$, $U(\ddot{U})$ und $U(P)$) (**Bilder 80 und 81**) sind bei einem bestimmten Bauteil wenig abhängig vom Messraster. Berechnungen von Elsener [5] zeigen, dass bei der Fahrbahnplatte des San Bernardino Tunnels eine Vergrößerung des Messrasters von 0.15 x 0.15 (0.023 m²/Messpunkt) auf über 0.75 x 0.75 m (0.56 m²/Messpunkt) kaum einen Einfluss auf die Summenhäufigkeit hat (**Bild 84**). Ähnliche Erfahrungen wurden auch bei der Punktmessung an der Unterseite von Brückenplatten gemacht. Die Grenzpotentiale sind allerdings dann schwierig zu bestimmen, wenn die Zahl der Messwerte sehr klein ist oder, wenn das Bauteil nur vereinzelte Werte im Potentialbereich mit Korrosion aufweist.

10.3.2 Zusammenhang zwischen Potential und Chloridgehalt

Wie bereits in den **Kapiteln 3.2 und 5.5** erörtert wurde, besteht ein Zusammenhang zwischen Potential und Chloridgehalt auf der Höhe der Bewehrung sowie zwischen dem Potential und dem Verhältnis Chloridgehalt/Überdeckung [119]. **Bild 85** zeigt die Ergebnisse der Untersuchungen an der Fahrbahnplatte des San Bernardino-Tunnels.

Bei grösseren Untersuchungen sollte dieser Zusammenhang mit einer ausreichenden Zahl von Chloridanalysen bestimmt werden, insbesondere dann, wenn damit das Ausmass des Betonabbruches festgelegt werden soll. Dabei sind Chloridanalysen in verschiedenen Potentialbereichen durchzuführen. Wichtig ist, dass die Probeentnahmestellen sorgfältig ausgewählt werden. Die exakte Lage der Entnahmestellen richtet sich nach dem Potentialfeld. Es sei nochmals betont, dass Entnahmestellen in der Regel in Bereichen mit einem Potentialmaximum oder -minimum angeordnet werden sollten und nicht in Bereichen mit starken Potentialgradienten. Bei den Entnahmestellen sollte immer auch die Betonüberdeckung der Bewehrung bestimmt werden (evtl. auch im Rahmen von Sondierungen).

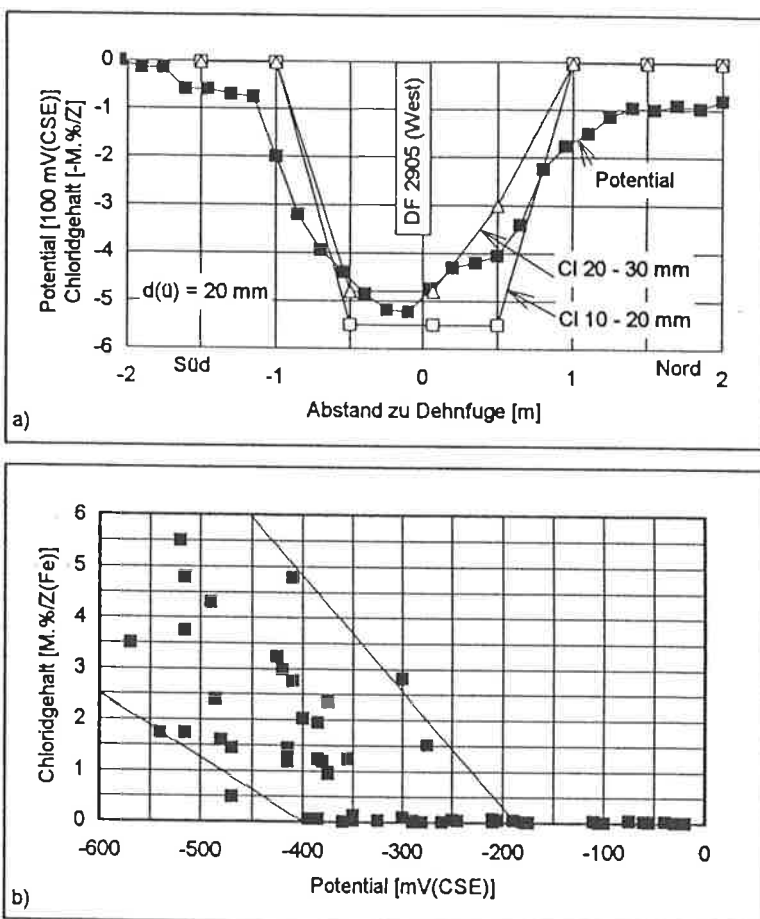


Bild 85

Zusammenhang zwischen Potential und Chloridgehalt der Unterseite der Fahrbahnplatte des San Bernardino-Tunnels (Messungen: Juni 1991 [170]); vgl. **Bild 68**.

Bei kleineren Bauwerken oder beim Vorliegen ausreichender Erfahrung mit ähnlichen Bauwerken kann die Zahl der Chloridanalysen reduziert werden.

10.3.3 Zusammenhang zwischen Potential und pH-Wert des Porenwassers

In den Kapiteln 3.2 und 3.3 wurde darauf hingewiesen, dass der pH-Wert des Porenwassers das Potential der passiven Bewehrung und das Lochfrasspotential beeinflusst. Zur Zeit ist es nicht üblich den pH-Verlauf von der Oberfläche bis zur Bewehrung, d.h. das pH-Profil zu bestimmen (s. Bild 44). Bis vor kurzem haben dazu auch die technischen Möglichkeiten gefehlt.

Überall dort, wo die Karbonatisierung des Betons Korrosion ausgelöst oder beschleunigt hat, wäre das pH-Profil für die Interpretation der Potentialmessung ein zusätzliches Hilfsmittel. Die Angabe der Karbonatisierungstiefe oder des Verhältnisses Karbonatisierungstiefe/Überdeckung ist dafür häufig nicht ausreichend. Es wäre daher wünschenswert, dass diesem Aspekt sowohl in Grundlagenarbeiten wie auch bei Untersuchungen vor Ort vermehrt Beachtung geschenkt würde.

10.3.4 Zusammenhang zwischen Potential und Zustand der Bewehrung

Nach den bisherigen Erfahrungen an vielen verschiedenartigen Bauwerken und Bauteilen besteht zwischen Potential und Zustand der Bewehrung immer ein Zusammenhang in der Art, dass mit abnehmendem Potential nicht nur die Wahrscheinlichkeit für Korrosion an der Bewehrung, sondern auch die Intensität des Angriffs zunimmt (s. Bilder 68, 79a und 86). Um die Ergebnisse der statistischen Analyse der Potentialwerte abzusichern und den Zusammenhang zwischen Potential und Zustand der Bewehrung herzustellen, muss die Bewehrung in Sondieröffnungen freigelegt, visuell begutachtet und beurteilt werden. Das Merkblatt SIA 2006 [9] enthält eine Beurteilungsskala für den Korrosionsgrad der Bewehrung.

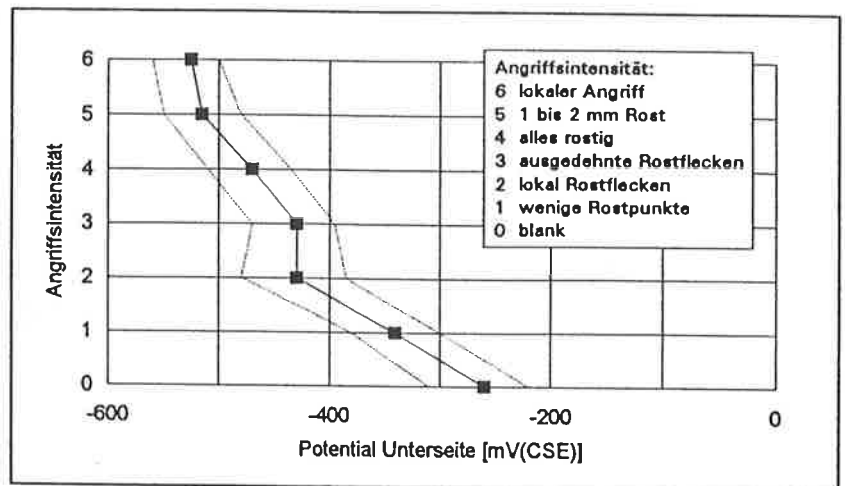


Bild 86

Zusammenhang zwischen Angriffsintensität und Potential bei der Fahrbahnplatte des San Bernardinotunnels (Messungen 1986), Daten aus [182]; vgl. Bilder 68 und 85.

Für die Lage und Zahl von Sondieröffnungen gilt das unter 10.3.2 Gesagte. Eigentlich ist es selbstverständlich, dass auch Sondieröffnungen geplant und das Kosten/Nutzen-Verhältnis optimiert sowie allfällige nachteilige Folgen der Sondierungen auf die Dauerhaftigkeit eines Bauteils in Betracht gezogen werden.

10.4 Interpretation und Beurteilung der Resultate

Für die Interpretation der Potentialmessung stellen

- die statistische Analyse der Potentialwerte
- der Zusammenhang zwischen Potential und dem Chloridgehalt sowie dem Verhältnis Chloridgehalt/Überdeckung
- der Zusammenhang zwischen Potential und der Karbonatisierungstiefe, der Überdeckung sowie dem Verhältnis Karbonatisierungstiefe/Überdeckung
- der Zusammenhang zwischen Potential und Zustand der Bewehrung

die wichtigsten Informationen dar. Diese sind sorgfältig zu gewichten und miteinander zu korrelieren. In aller Regel können daraus die definitiven **Potentialgrenzwerte** für

- keine Korrosion (trockener Beton)
- den Übergangsbereich mit leichter oder beginnender Korrosion (Bereich mit erhöhter Betonfeuchtigkeit)
- starke Korrosion oder Lochfrass

abgeleitet werden. Bei chloridverseuchten Bauteilen kann zudem meist auch der kritische Chloridgehalt Cl_{krit} , evtl. auch das kritische Verhältnis Chloridgehalt/Überdeckung angegeben werden (Tabelle 14 und Bild 87). Dabei darf nicht vergessen werden, dass diese Angaben grundsätzlich keine Aussagen über die

aktuelle Korrosionsgeschwindigkeit erlauben. Man kann aber davon ausgehen, dass die Korrosionsgeschwindigkeit mit negativer werdendem Potential tendenziell zunimmt (s. Kap. 7). Unter Einbezug der Potentialgradienten zwischen korrodierender und passiver Bewehrung und des elektrischen Betonwiderstandes kann die Korrosionsgeschwindigkeit grob abgeschätzt werden [3,95,97]. Der Aufwand für solche Abschätzungen ist recht gross, die Genauigkeit hingegen unbefriedigend, sodass derartige Abschätzungen vorderhand nur in Einzelfällen sinnvoll sind.

Tabelle 14

Zusammenhang zwischen Potential, kritischem Chloridgehalt C_{krit} , Verhältnis Karbonatisierungstiefe/Überdeckung und Zustand der Bewehrung; Punkte U(K), U(U) und U(P): s. Bilder 80 und 81

Potential U	Chloridgehalt auf Höhe der Bewehrung	Karbonatisierungstiefe/Überdeckung	Zustand der Bewehrung
$U \leq U(K)$	$\geq C_{krit}$	≥ 1	starke Korrosion Lochfrass
$U(K) \leq U \leq U(P)$	0 bis $\geq C_{krit}$	0.8 bis 1	leichte Korrosion und/oder erhöhte Betonfeuchtigkeit
$U \geq U(P)$	$\cong 0$	< 0.5	keine Korrosion trockener Beton

Bei chloridverseuchten Bauteilen handelt es sich im Potentialbereich $U \leq U(K)$ meist um grössere Korrosionsherde mit intensiver Lochkorrosion an der Bewehrung. Der Chloridgehalt liegt, abgesehen von sehr nassen Bauteilen, immer deutlich über dem kritischen Wert. Im Potentialbereich $U(K) \leq U \leq U(P)$ sind bei chloridverseuchten Bauteilen, auch wenn keine Korrosion festgestellt wird, die Betonfeuchtigkeit immer und der Chloridgehalt meist deutlich erhöht. Der Begriff "leichte Korrosion" beschreibt das Schadensbild mit vereinzelt Lochfrassstellen, welche zudem weniger tief sind als im Potentialbereich $U \leq U(K)$. Die in diesem Potentialbereich allenfalls vorhandenen, meist kleineren Korrosionsherde weisen einen Chloridgehalt auf, welcher oft über dem kritischen Wert C_{krit} liegt (grosse Schwankungen innerhalb eines kleinen Bereiches möglich). Bei der Korrosion infolge Karbonatisierung des Betons sind im Potentialbereich $U(K) \leq U \leq U(P)$ flächige Rostschichten vorhanden, welche aber i.a. deutlich dünner sind als bei Potentialen unterhalb von $U(K)$.

Das Potential der Bewehrung wird sowohl mit zunehmender Betonfeuchtigkeit und mit zunehmendem Sauerstoffmangel an der Bewehrung wie auch mit zunehmendem Chloridgehalt auf der Höhe der Bewehrung negativer. Bei der Interpretation muss versucht werden, die Wirkung dieser Faktoren korrekt einzuschätzen. Nicht immer gelingt dies auf zufriedenstellende Art, da Betonfeuchtigkeit und Chloridgehalt häufig gleichzeitig erhöht sind. Es dürfte daher auch klar sein, dass die Aussage "keine Korrosion" meist wesentlich sicherer ist als die Aussage "Korrosion".

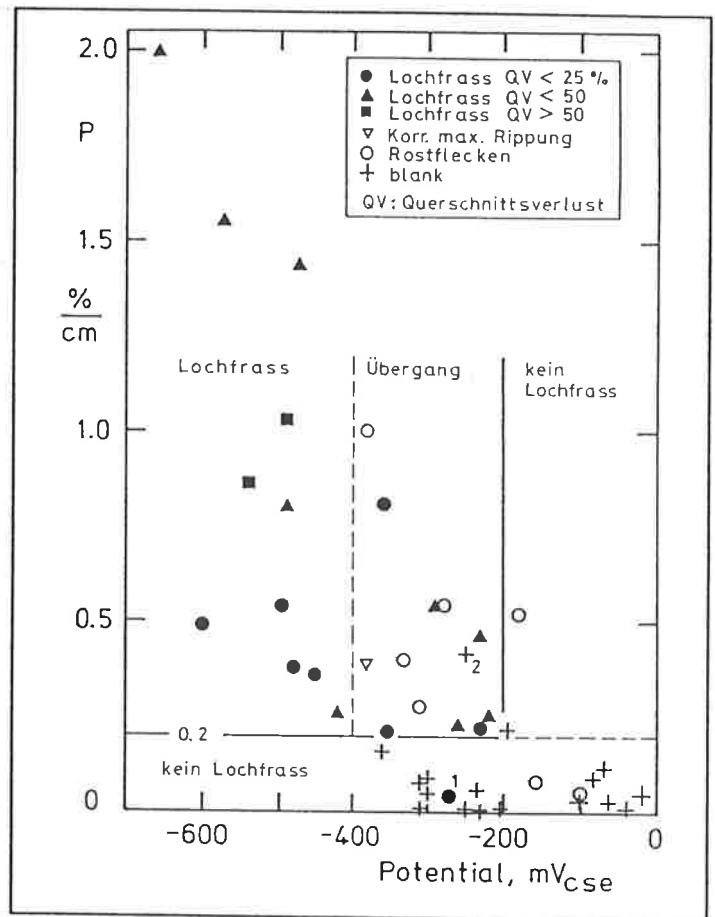


Bild 87

Zusammenhang zwischen dem Verhältnis P Chloridgehalt/Überdeckung ($M.\% Cl/Z(Fe)/d_0$) und dem Potential [119].

Die festgelegten Potentialgrenzwerte und der Zusammenhang zwischen Potential und Chloridgehalt erlauben bei einem bestimmten Bauteil gut abgesicherte Angaben über die

- Bereiche mit erhöhtem Chloridgehalt des Betons
- Bereiche mit Karbonatisierung des Betons bis zur oder über die Bewehrung hinaus
- Bereiche mit erhöhter Betonfeuchtigkeit
- Lage und Grösse von Korrosionsherden bzw. über den Korrosionszustand der Bewehrung
- zu sanierende Fläche.

Um die Tiefe des Betonabbruches zu bestimmen, muss selbstverständlich die **Betonüberdeckung** bekannt sein. Dazu können, sofern die Schwankungen nicht allzu gross sind, die Ergebnisse von einzelnen Sondieröffnungen verwendet werden. Andernfalls sind dazu eine repräsentative Zahl von Überdeckungsmessungen erforderlich.

Die ermittelten Potentialgrenzwerte oder die flächenbezogenen Angaben können nun in den Darstellungen der Resultate der Potentialmessung miteinbezogen werden. Allenfalls ist es sinnvoll, wichtige Angaben in die Planunterlagen zu übertragen. Zum Inhalt eines Berichtes über die Potentialmessung sowie über die Weiterverwendung der Ergebnisse sind im Merkblatt SIA 2006 [9] einige Hinweise gegeben.

Auch eine gut ausgewertete und interpretierte Potentialmessung kann die **abschliessende Beurteilung** des Zustandes eines Bauwerkes durch den **verantwortlichen Ingenieur** nicht ersetzen. Nur er hat die dazu erforderlichen Unterlagen über das statische Tragsystem und über die Nutzungsziele. In diesem Sinne muss er die festgestellten Mängel und Schäden sowie deren möglichen Auswirkungen gewichten und in der Gesamtbeurteilung berücksichtigen und die allenfalls notwendigen Massnahmen ableiten.

Für eine gesicherte **Prognose** über die zeitliche Entwicklung des Korrosionszustandes fehlen heute noch weitgehend die Kenntnisse und Methoden. Man muss sich daher mit mehr oder weniger gut gesicherten Erfahrungswerten zufrieden geben. Sowohl bei der Korrosion infolge Karbonatisierung wie auch infolge Chloridverseuchung spielen alle im ersten Teil (Kap. 2 bis 7) erörterten Parameter, wie Betonqualität und Expositionsbedingungen eine Rolle. Ganz besonders sollte dabei die Betonfeuchtigkeit beachtet werden, welche nach einer Instandsetzung sowohl tiefer als auch höher sein kann als vorher. Wird die Betonfeuchtigkeit mit der Instandsetzung erhöht, kann dies u.U. unliebsame und unerwartete Folgen haben.

11 Beispiele für die Anwendung der Potentialmessung

11.1 Einleitung

Die folgenden Beispiele sollen aufzeigen, wie die Potentialmessung im Einzelfall eingesetzt und deren Resultate ausgewertet und interpretiert werden können. Dabei wird nur die Punktmessung berücksichtigt. Es soll versucht werden, den minimal notwendigen Messaufwand und die maximal möglichen Aussagen darzustellen. Die Potentialfeldmessung ist generell ganz analog zu handhaben, weshalb auf ein diesbezügliches Beispiel verzichtet wird. Zudem wurden im **Kapitel 10** die Resultate der Potentialfeldmessung am Beispiel der Fahrbahnplatte des Tunnels San Bernardino ausführlich besprochen. Im weiteren liegen zu dieser Thematik bereits einige Arbeiten vor [3-5,95,180,183,184].

Folgende Beispiele werden behandelt:

- a) Punktmessung an der **Untersicht von zwei Brücken** (chloridinduzierte Korrosion).
- b) Punktmessung an **Rückwand und Stützen einer Galerie** (chloridinduzierte Korrosion).
- c) Punktmessung zur **Erfolgskontrolle der Instandsetzung von Brückenplatten** (chloridinduzierte Korrosion).
- d) Punktmessung an der **Fassade eines Getreidesilos** (Risse und Korrosionsgefährdung infolge Karbonatisierung des Betons).
- e) **Vergleich Punktmessung an der Untersicht und Potentialfeldmessung auf der Oberseite einer Brückenplatte.**

Während bei den Beispielen a) bis c) die Gefährdung der Bewehrung infolge chloridinduzierter Korrosion im Vordergrund steht, ist es beim Beispiel d) das Korrosionsrisiko infolge Karbonatisierung des Betons. Im letzten Beispiel geht es um den Vergleich zwischen den Ergebnissen der im Rahmen der Zustandsaufnahme durchgeführten Punktmessung an der Untersicht einer Brückenplatte und der Potentialfeldmessung auf der Oberseite während der Instandsetzung.

Die Beispiele zur Durchführung, Auswertung und Interpretation der Potentialmessung dürfen nicht als kochbuchähnliche Anleitung aufgefasst werden. Vielmehr sollen sie die Ausführungen der vorhergehenden Kapitel vertiefen. Der Anwender der Potentialmessung muss das Vorgehen und die Einzelheiten der Auswertung und Interpretation für jeden Fall neu beurteilen und festlegen.

In den Beispielen wird grosses Gewicht auf die statistische Auswertung der Potentialmessung gelegt. Dabei darf nicht übersehen werden, dass die Art und Weise der Auswertung im wesentlichen den Erfahrungen des Autors dieser Arbeit entsprechen und Einiges nicht streng wissenschaftlich abgesichert ist. Jeder Anwender der Potentialmessung muss sich deshalb bemühen, bei der Auswertung und Interpretation stets die neuesten Entwicklungen und Erkenntnisse zu berücksichtigen und seine Arbeit kritisch zu hinterfragen. Der Autor nimmt kritische Hinweise und Anregungen jederzeit gerne entgegen. Die gemeinsamen Anstrengungen werden ermöglichen, die Methode fortlaufend zu verbessern und das Aufwand/Nutzen-Verhältnis weiter zu optimieren. Dies erfordert eine enge Kommunikation nicht nur zwischen den Anwendern selbst, sondern auch zwischen den Anwendern der Potentialmessung und den für die Bauwerke verantwortlichen Personen. Angesichts des in den kommenden Jahren ansteigenden Bedarfs für rasche und gut abgesicherte Beurteilungsmethoden und Instandsetzungsverfahren von Bauwerken und in Anbetracht der volkswirtschaftlichen Bedeutung, welche der Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit von Bauwerken zukommt, sollte dies für alle Beteiligten eine Selbstverständlichkeit werden.

11.2 Punktmessung an der Untersicht der Zwillingsbrücken Cascella und Nanin

11.2.1 Beschreibung der Brücken

Die Zwillingsbrücken Cascella und Nanin an der N13 oberhalb Mesocco (Bilder 88 und 89) wurden in den Jahren 1966 bis 1968 gebaut. Die Konstruktion beider Brücken ist praktisch identisch (Bogen und Hohlkästen mit knapp 3 m breiten Kragplatten). Die Länge der Brücken ist leicht unterschiedlich: Brücke Nanin: 192 m, Brücke Cascella: 173 m.

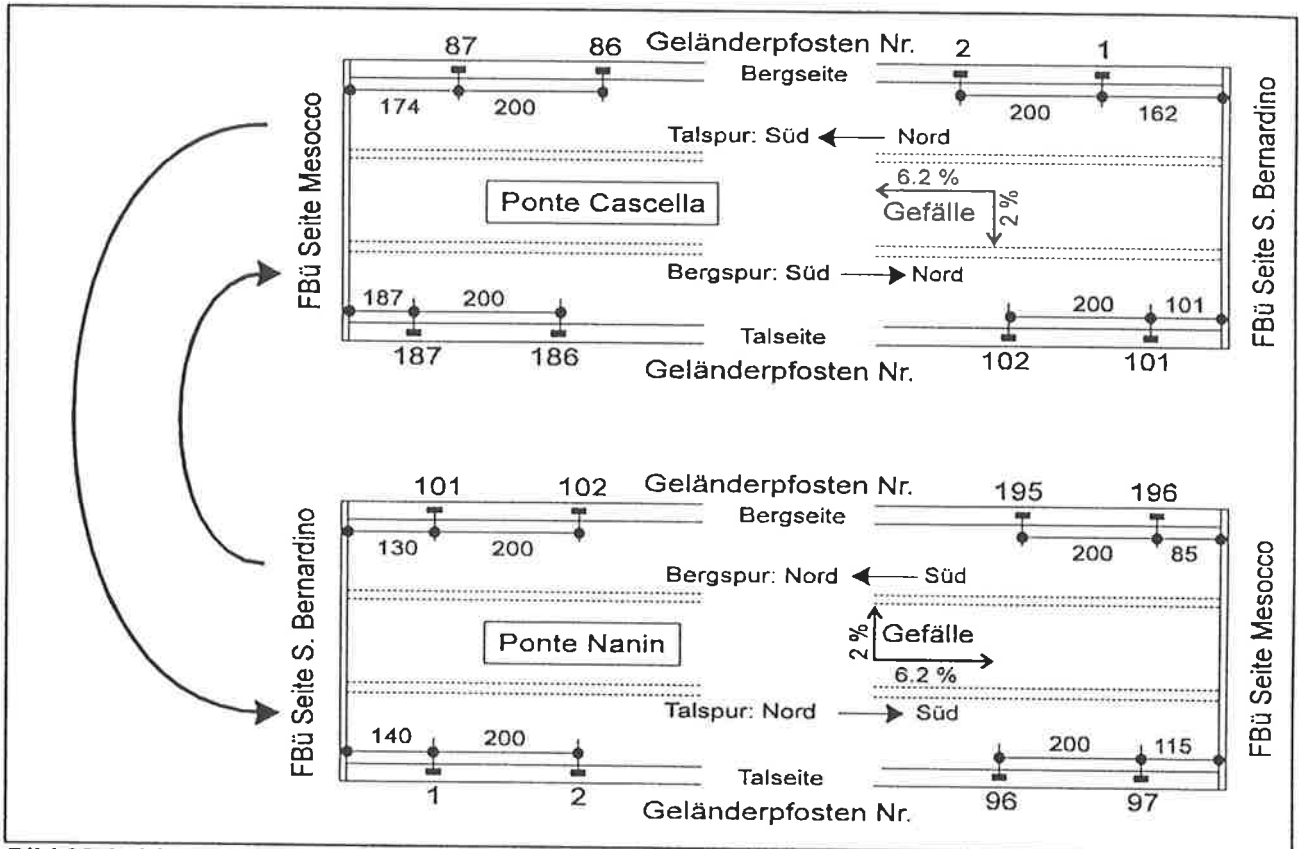


Bild 88 Aufsicht der Brücken Cascella und Nanin mit Numerierung der Geländerpfosten (schematisch).

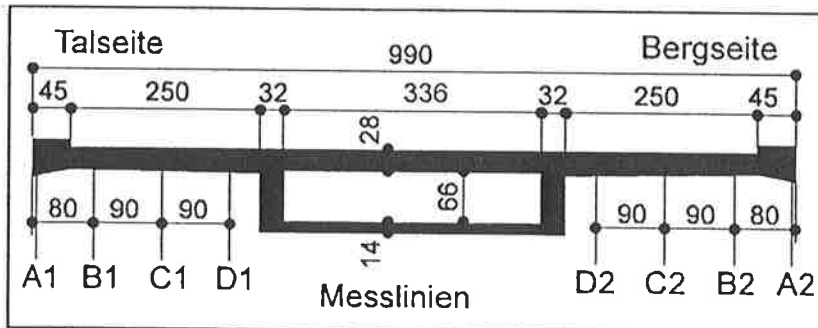


Bild 89 Lage der Messpunkte im Brückenquerschnitt.

Das primäre Ziel der 1989 durchgeführten Untersuchungen war es, mittels der Potentialmessung den Zustand der Bewehrung zu beurteilen. Es wurde vermutet, dass die Brücke Nanin in einem schlechteren Zustand sein könnte als die Brücke Cascella. Sie wurde deshalb zuerst untersucht. Da die nur 0.66 m hohen Hohlkästen nicht begehbar sind, entschied man sich, in einer ersten Phase die Potentialmessung nur an der Untersicht der Kragplatten durchzuführen und erst danach allenfalls weitere Schritte einzuleiten. Damit ergab sich folgendes Vorgehen:

- Potentialmessung an der Untersicht der Kragplatten mit mobilem Untersichtsgerät
- Festlegen der Sondieröffnungen
- Durchführung der Sondierungen und Entnahme von Bohrkernen sowie deren Analyse
- Bericht und Entscheid über allfällige weitere Untersuchungen im Bereich der Fahrbahnmitte.

11.2.2 Durchführung der Messung

Bild 89 zeigt den Querschnitt der Brücke mit den Messlinien an der Untersicht der Kragplatten. Um jederzeit eine genaue und sichere Positionsangabe zu haben, wurden vor der Messung alle Geländerpfosten nummeriert und relativ zu den Fahrbahnübergängen (FBü) eingemessen (**Bild 88**). Die Messpunkte wurden ab Aussenkante des Konsolkopfes eingemessen. In Längsrichtung wurden diese Messungen alle 4 m, d.h. bei jedem zweiten Geländerpfosten wiederholt. Wurden auf den Messlinien C oder D Potentialwerte unter etwa $-100 \text{ mV}_{\text{CSE}}$ festgestellt, wurde der Messraster in Längsrichtung auf 2 m verkürzt. Damit ergab sich die folgende Anzahl von Messungen in Längsrichtung:

- Brücke Cascella:	Talseite: 73	Bergseite: 61
- Brücke Nanin:	Talseite: 53	Bergseite: 55.

Für die Messungen wurde die Kupfer/Kupfersulfat-Referenzelektrode verwendet.

Neben den Potentialwerten wurden alle visuell sichtbaren Mängel und Schäden, wie z.B. Rostflecken und Abplatzungen sowie alle für die Interpretation wichtigen Details, z.B. Lage von Arbeitsfugen und Schächten, protokolliert.

Die beiden Brücken wurden in zwei Tagen untersucht. Als zeitraubend entpuppten sich das Entfernen der hinderlichen Signaltafeln und das Ein- und Ausfahren des Untersichtsgerätes.

Vor und während der Messung herrschte warmes und trockenes Wetter. Der Beton war während der Messung oberflächlich trocken.

11.2.3 Resultate

Visuell waren an der Unterseite der Kragplatten bei der Brücke Cascella nur an einigen wenigen und kleinen Stellen Anzeichen von Korrosion erkennbar. Auch die Untersicht der talseitigen Kragplatte der Brücke Nanin wies praktisch keine Anzeichen von Korrosion auf. An der Unterseite der bergseitigen Kragplatte der Brücke Nanin hingegen wurden im Bereich der Abflussrohre einiger Einlaufschächte Rostflecken und Abplatzungen beobachtet. Die Ausdehnung variierte zwischen etwa $1/4 \text{ m}^2$ bis einige m^2 . Der grösste Korrosionsherd an der Unterseite befand sich im Bereich der Pfosten Nr. 132 und 136. Er ist auf den zu kurzen Schachtauslauf der Brückenentwässerung beim Pfosten Nr. 132, das Längsgefälle und die vorherrschenden Windverhältnisse (Bergwind) zurückzuführen.

Wir können daher davon ausgehen, dass, abgesehen von den erwähnten Korrosionsherden an der bergseitigen Untersicht der Brücke Nanin, die auffallend negativen Korrosionspotentiale im wesentlichen durch die Korrosionsherde an der obenliegenden Bewehrung verursacht wurden.

Nach einer ersten Auswertung und Interpretation der Potentialmessung stand fest, dass entgegen der Erwartung die Brücke Nanin in einem wesentlich besseren Zustand war als die Zwillingsbrücke Cascella. Aufgrund dieser ersten Beurteilung der Resultate wurden bei der Brücke Cascella 5 Sondieröffnungen mit gleichzeitiger Entnahme von Bohrkernen angeordnet und zwar über den Messlinien B und C bei den Pfosten Nr. 74, 170, 173, 179 und 183. Nachdem festgestellt wurde, dass der Zustand der Bewehrung in diesen Sondieröffnungen insgesamt ziemlich schlecht war, wurden in einer zweiten Etappe 4 weitere Sondierungen bei den Pfosten Nr. 14, 34, 106 und 127 durchgeführt.

Bei der Brücke Nanin wurden keine Sondierfenster geöffnet, da für die Interpretation die Resultate der Sondierungen bei der Brücke Cascella herangezogen werden konnten. Dies war möglich, da die Resultate der Potentialmessung der beiden, konstruktiv sehr ähnlichen Brücken gut vergleichbar waren.

Um ein Beispiel zu geben, sind die Potentialwerte der Brücke Cascella in der **Tabelle 15** zusammengestellt. In den **Bildern 90 und 91** sind die Potentialwerte der beiden Brücken in Form von Liniendiagrammen dargestellt. **Bild 92** zeigt die Summenhäufigkeitskurven der verschiedenen Messlinien und zwar einerseits unter Berücksichtigung aller gemessenen Werte und andererseits unter Berücksichtigung nur der im Grundraster (Abstand in Längsrichtung von 4 m) liegenden Messwerte. Es ist ersichtlich, dass die zusätzlichen Messungen (Abstand in Längsrichtung von 2 m) die Kurvenverläufe nur wenig beeinflussen.

Tabelle 15: Potentialwerte der Brücke Cascella in mV(CSE)

Abstand zu zu FBü Nord, m	Bergseite		a) Schacht; b) Arbeitsfuge								Talseite	
	Pfosten Nr.		A2	B2	C2	D2	D1	C1	B1	A1	Pfosten Nr.	Abstand zu zu FBü Nord, m
1.62	1		-443	-415	-279	-177	-185	-287	-365	-630	101	1.01
3.62	2		-271	-192	-135	-65	-100	-135	-445	-410	102	3.01
5.62	3		-440	-140	-113	-110	-128	-220	-495	-348	a) 103	5.01
7.62	4		-315	-130	-106	-60	-105	-250	-460	-366	104	7.01
9.62	5						-210	-227	-405	-315	105	9.01
11.62	6		-412	-186	-115	-67	-152	-340	-490	-377	106	11.01
13.62	7		-340	-291	-200	-130	-170	-340	-520	-430	107	13.01
15.62	8		-335	-321	-330	-195	-180	-395	-478	-440	108	15.01
17.62	9		-311	-245	-135	-90	-215	-330	-390	-435	a) 109	17.01
19.62	10		-256	-116	-71	-35	-120	-195	-340	-500	110	19.01
21.62	11						-110	-210	-375	-448	111	21.01
23.62	12		-355	-107	-40	-20	-125	-270	-415	-478	112	23.01
25.62	13						-195	-405	-435	-470	113	25.01
27.62	14		-332	-70	-40	-13	-105	-310	-418	-525	114	27.01
29.62	15						-75	-270	-385	-470	115	29.01
31.62	16	b)	-312	-87	-55	-14	-35	-275	-405	-360	116	31.01
33.62	17						-25	-73	-175	-386	a),b) 117	33.01
35.62	18		-270	-35	-65	-72	5	-14	-130	-258	118	35.01
37.62	19						30	-35	-148	-275	119	37.01
39.62	20		-231	-80	-40	-35	10	-80	-155	-266	120	39.01
41.62	21										121	41.01
43.62	22		-270	-55	-30	10	-20	-50	-150	-320	122	43.01
45.62	23										123	45.01
47.62	24		-192	-105	-65	-10	-75	-111	-132	-260	124	47.01
49.62	25						-55	-85	-140	-244	a) 125	49.01
51.62	26		-325	-117	-50	-7	-70	-115	-150	-350	126	51.01
53.62	27										127	53.01
55.62	28		-307	-50	35	20	20	-35	-137	-280	128	55.01
57.62	29										129	57.01
59.62	30		-325	-65	-20	-15	10	-33	-150	-261	130	59.01
61.62	31						-10	-60	-135	-300	131	61.01
63.62	32		-353	-50	-52	0	-32	-135	-310	-355	a) 132	63.01
65.62	33						-110	-224	-222	-463	133	65.01
67.62	34		-232	-103	-78	-45	-80	-145	-193	-395	134	67.01
69.62	35						-70	-96	-130	-413	135	69.01
71.62	36		-316	-2	-68	-44	-45	-85	-178	-565	136	71.01
73.62	37	b)	-338	-66	-50	-45					137	73.01
75.62	38		-484	-295	-105	-145	-75	-160	-210	-437	b) 138	75.01
77.62	39		-515	-71	-80	-45					139	77.01
79.62	40		-335	-53	-45	10	-35	-70	-137	-301	140	79.01
81.62	41										141	81.01
83.62	42		-425	-55	-30	0	-40	-65	-119	-301	142	83.01
85.62	43										143	85.01
87.62	44		-250	-86	-71	-20	-45	-130	-250	-430	144	87.01
89.62	45										145	89.01
91.62	46		-313	-160	-94	-60	-20	-65	-165	-395	146	91.01
93.62	47										147	93.01
95.62	48		-15	-45	-15	20	-50	-90	-168	-290	a) 148	95.01
97.62	49										149	97.01
99.62	50		-164	-130	-125	-135	0	-70	-200	-315	150	99.01
101.62	51										151	101.01
103.62	52		-94	-90	-130	-120	-10	-70	-145	-232	152	103.01
105.62	53		-223	-90	-75	-50	-15	-95	-220	-225	153	105.01
107.62	54		-260	-220	-110	-90	-30	-130	-232	-352	154	107.01
109.62	55		-283	-102	-130	-35	20	-75	-138	-316	a) 155	109.01
111.62	56		-280	-95	-71	-25	0	-80	-242	-282	156	111.01
113.62	57		-323	-35	-40	-28	-60	-108	-100	-187	157	113.01
115.62	58		-295	-90	-35	-15	-100	-440	-150	-308	158	115.01
117.62	59		-280	-90	-70	-30	-12	-115	-130	-216	159	117.01
119.62	60		-300	-98	-78	-50	-33	-128	-105	-248	160	119.01
121.62	61										161	121.01
123.62	62		-220	-95	-13	-27	-10	-50	-105	-214	162	123.01
125.62	63										163	125.01
127.62	64	b)	-178	-100	-65	0	-45	-70	-115	-201	164	127.01
129.62	65		-265	-275	-143	-70	-100	-290	-477	-455	b) 165	129.01
131.62	66		-360	-230	-130	-75	-100	-305	-440	-470	166	131.01
133.62	67		-400	-190	-110	-65	-36	-143	-435	-586	167	133.01
135.62	68		-375	-180	-100	-55	-80	-182	-340	-326	168	135.01
137.62	69		-462	-195	-180	-35	-378	-500	-415	-430	169	137.01
139.62	70		-315	-255	-418	-165	-543	-657	-608	-670	a) 170	139.01
141.62	71		-475	-180	-160	-35	-143	-382	-435	-450	171	141.01
143.62	72		-380	-120	-80	-40	-141	-365	-465	-436	172	143.01
145.62	73		-320	-165	-165	-70	-130	-390	-360	-520	173	145.01
147.62	74		-405	-260	-260	-105	-88	-252	-430	-525	174	147.01
149.62	75		-315	-245	-135	-70	-22	-222	-445	-515	175	149.01
151.62	76		-425	-125	-157	-55	-52	-253	-400	-540	176	151.01
153.62	77						-131	-301	-458	-493	a) 177	153.01
155.62	78		-280	-90	-35	-80	-97	-375	-601	-510	178	155.01
157.62	79						-128	-500	-574	-515	179	157.01
159.62	80		-363	-130	-71	-28	-120	-370	-515	-545	180	159.01
161.62	81						-90	-355	-395	-400	181	161.01
163.62	82		-360	-190	-110	-90	-115	-220	-455	-380	182	163.01
165.62	83						-179	-475	-441	-440	183	165.01
167.62	84		-320	-150	-25	-25	-235	-410	-560	-502	184	167.01
169.62	85		-370	-195	-143	-60	-45	-160	-471	-513	a) 185	169.01
171.62	86		-130	-190	-295	-165	-60	-180	-380	-470	186	171.01
173.62	87		-352	-155	-175	-210	-300	-522	-486	-583	187	173.01

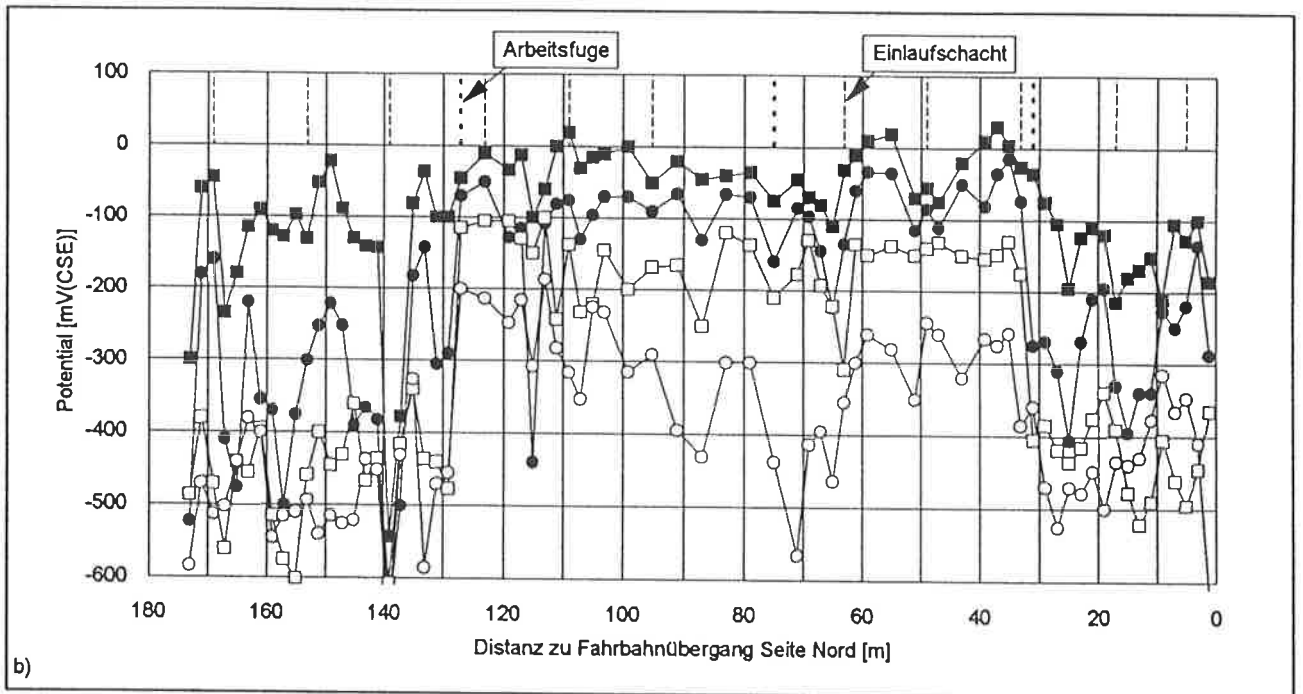
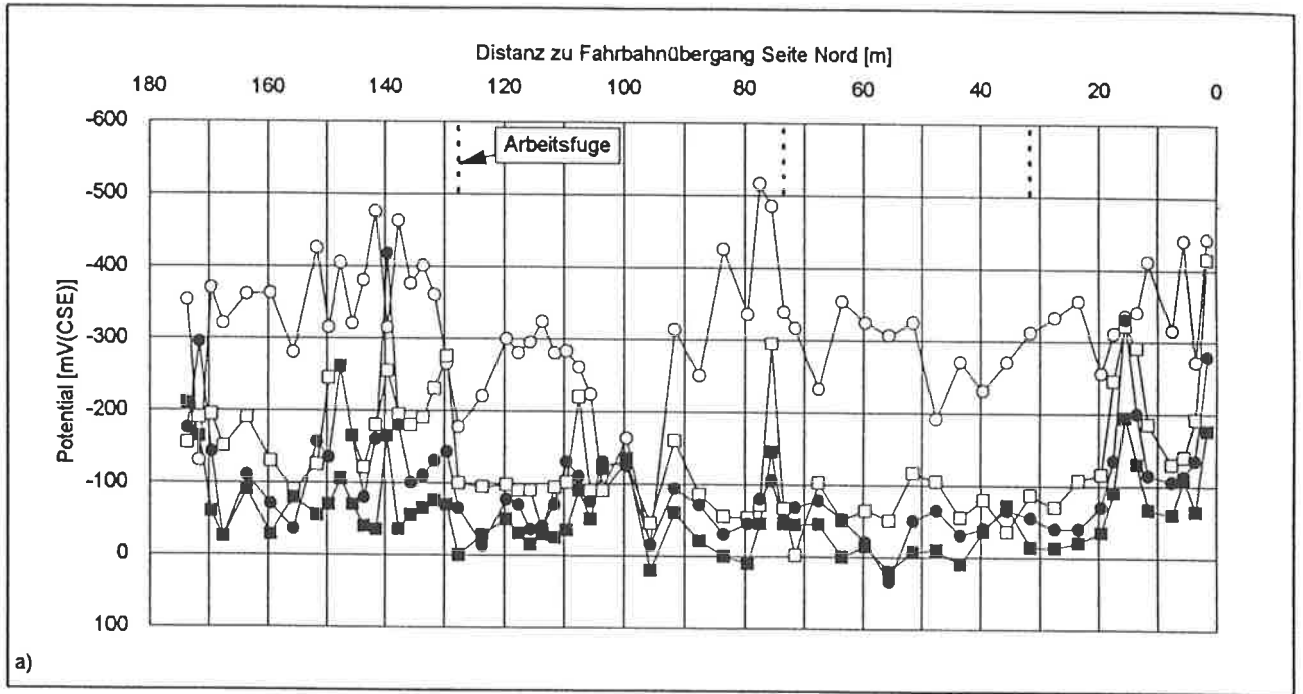
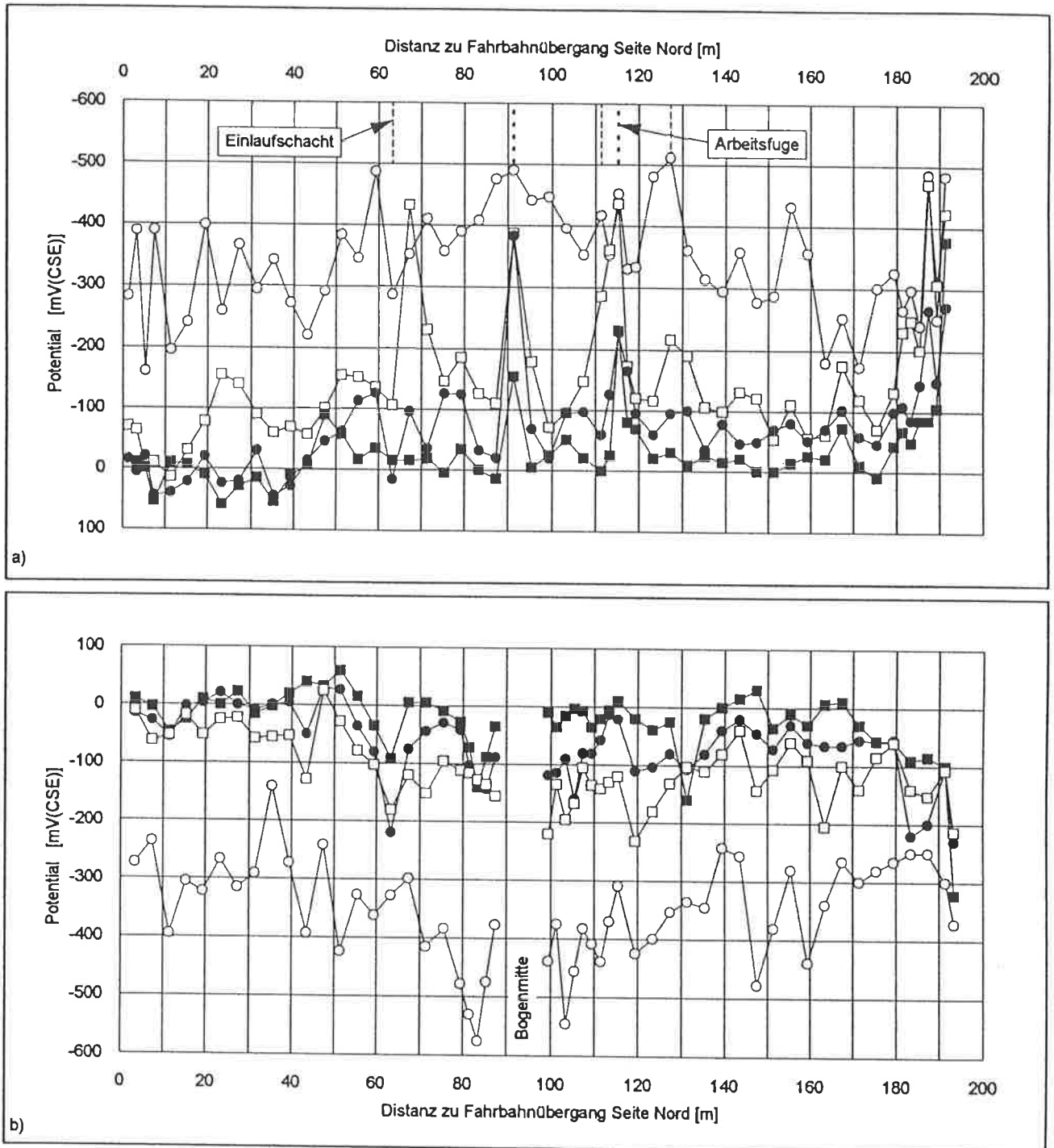


Bild 90
 Potentialverlauf auf den Messlinien A bis D bei der Brücke Cascella:

a) Bergseite.

b) Talseite.

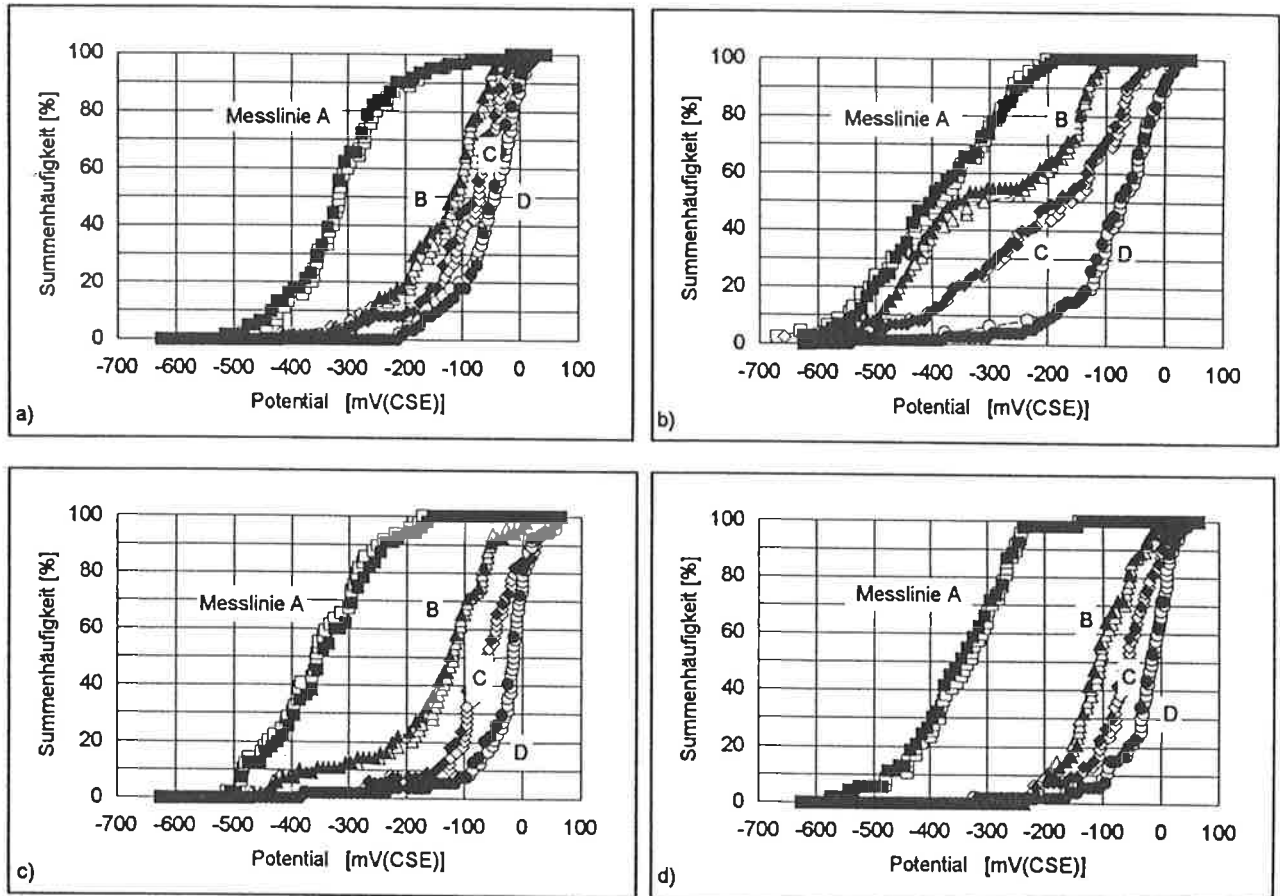
- Messlinie A
- Messlinie B
- Messlinie C
- Messlinie D

**Bild 91**

Potentialverlauf auf den Messlinien A bis D bei der Brücke Nanin (Symbole wie in Bild 90):

a) Bergseite.

b) Talseite.

**Bild 92**

Summenhäufigkeit der Potentialwerte der Brücke Cascella (a und b) und Nanin (c und d):
a,c) Bergseite. b,d) Talseite.

Volle Symbole: alle Werte berücksichtigt.
Leere Symbole: nur die im Grundraster von 4 m liegenden Messwerte berücksichtigt.

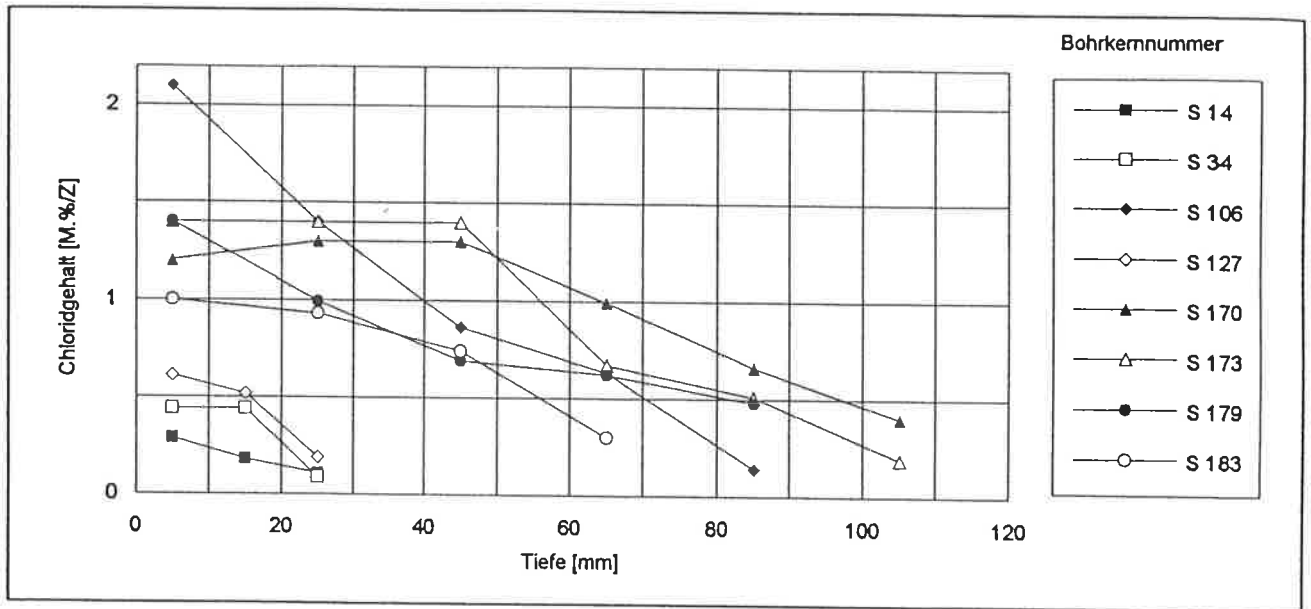
Generell können wir aus den Bildern 90 bis 92 entnehmen, dass

- die Potentiale der Messlinie A meist deutlich negativer sind als jene der Messlinien B bis D.
- die Potentiale der Messlinie B meist negativer sind als jene der Messlinie C und die Werte der Messlinie C negativer als jene der Linie D.
- die talseitige Auskrugung der Brücke Cascella auf den Messlinien B, C und D deutlich negativere Potentiale aufweist als die übrigen untersuchten Kragplatten.

Die Chloridprofile der Bohrkeme aus den Bereichen mit auffallend negativen Potentialwerten zeigten teilweise eine sehr tiefreichende Chloridverseuchung des Betons an (Bild 93). Der Chloridgehalt aus den Bereichen mit wenig negativen Potentialwerten war demgegenüber klein.

Die Karbonatisierungstiefe des Betons der Ober- und Unterseite wurde nur an einigen wenigen Stellen bestimmt. Sie war gering und lag zwischen 0 und einigen mm.

Die Überdeckung der Bewehrung in den Sondieröffnungen variierte sehr stark und lag zwischen 0 und etwa 40 mm (Mittel: 20 mm).

**Bild 93**

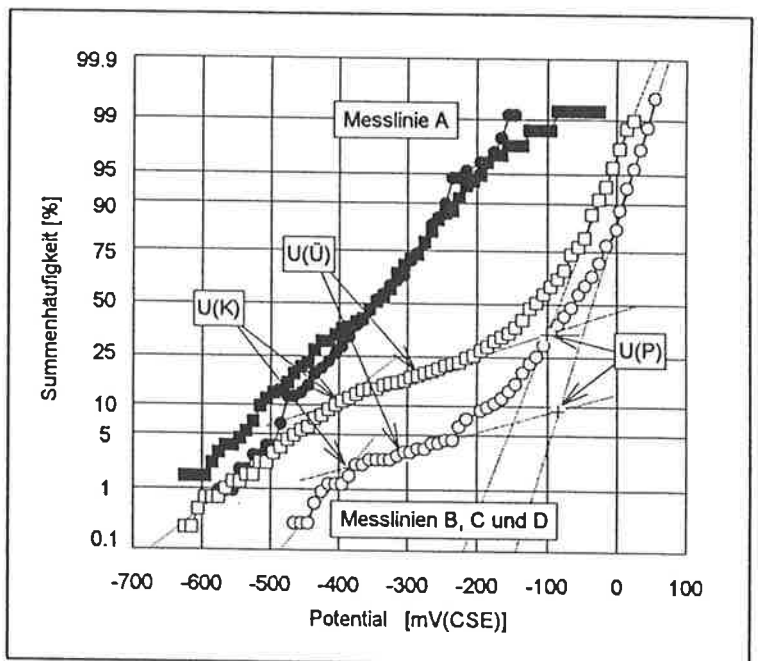
Chloridprofile der verschiedenen Bohrkern (Bohrkernnummerierung: S 14 = Bohrkern bei Pfosten Nr. 14; Lage der Bohrkern: über den Messlinien B und C).

11.2.4 Auswertung

Zunächst wurden die Potentialwerte statistisch ausgewertet. Das Bild 94 zeigt die Summenhäufigkeit der Werte im Wahrscheinlichkeitsnetz als Funktion des Potentials für die Messlinie A und zusammengefasst für die Messlinien B, C und D der beiden Brücken.

Bei den Messlinien B, C und D konnten die Potentialgrenzwerte für die Korrosionswahrscheinlichkeit 100, 50 und 0%, d.h. $U(K)$, $U(\bar{U})$ und $U(P)$, relativ gut ermittelt werden. Sie sind, wie aus der Tabelle 16 hervorgeht, bei beiden Brücken in etwa ähnlich.

Bei der Messlinie A war die Bestimmung der Potentialgrenzwerte kaum mehr möglich, da etwa 95% der Messwerte unter $-200 \text{ mV}_{\text{CSE}}$ lagen. Aufgrund der Lage und Steigung kann man aber annehmen, dass die Werteverteilung der Messlinie A dem Bereich "Korrosion" der Messlinien B bis D entspricht. Im folgenden werden daher für die Messlinie A die gleichen Potentialgrenzwerte verwendet wie für die Messlinien B bis D. Für eine gesicherte Beurteilung müssten diese Grenzwerte aber mittels Sondierungen verifiziert werden.

**Bild 94**

Summenhäufigkeit der Potentiale im Wahrscheinlichkeitsnetz der Brücken Cascella (□, ■) und Nanin (○, ●):

Volle Symbole:

Messlinie A.

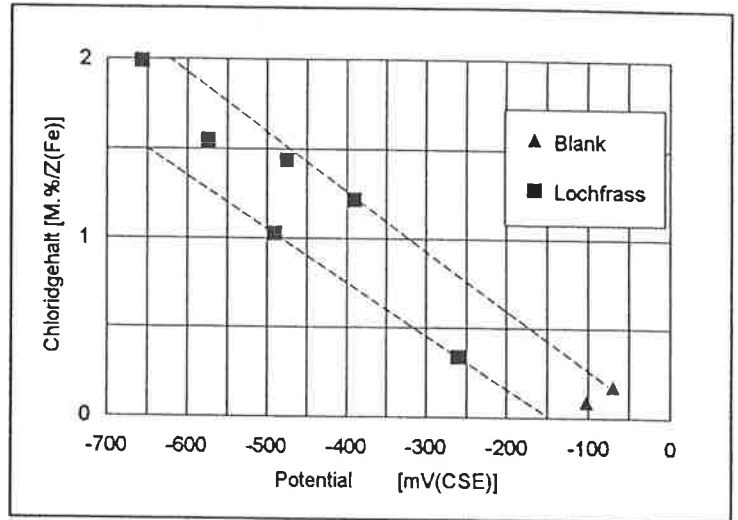
Leere Symbole:

Messlinien B, C und D.

Tabelle 16 Potentialgrenzwerte für die Messlinien B, C und D (s. Bild 94)

Brücke	Wahrscheinlichkeit für Korrosion		
	100 %; $U \leq U(K)$	≥ 50 %; $U \leq U(\ddot{U})$	0 %; $U \geq U(P)$
Cascella	-400 mV _{CSE}	-285 mV _{CSE}	-100 mV _{CSE}
Nanin	-385 mV _{CSE}	-310 mV _{CSE}	-85 mV _{CSE}

Der Zusammenhang zwischen Potential, Chloridgehalt auf Bewehrungsniveau und Zustand der Bewehrung ist in Bild 95 dargestellt. Es ist ersichtlich, dass bei Potentialen unter -150 bis -300 mV_{CSE} der Chloridgehalt deutlich erhöht ist. Der in den Sondieröffnungen festgestellte, durch Lochfrass verursachte Querschnittsverlust an der Bewehrung betrug in mehreren Fällen 100%. Aus Bild 95 geht zudem hervor, dass in einer Sondieröffnung schon bei einem Potential um -260 mV_{CSE} Lochfrass festgestellt wurde. Bei Potentialen ≥ -100 mV_{CSE} war der Chloridgehalt des Betons gering und die Bewehrung ohne Anzeichen von Korrosion.

**Bild 95**

Zusammenhang zwischen Potential und Chloridgehalt auf Bewehrungsniveau.

11.2.5 Interpretation

Die aus der statistischen Analyse der Potentialwerte ermittelten Grenzwerte für 100%, 50% und 0% Korrosionswahrscheinlichkeit (Tabelle 16) können mit den Resultaten der Sondieröffnungen bei der Brücke Cascella, d.h. mit dem Zusammenhang zwischen Chloridgehalt, Potential und Zustand der Bewehrung, verglichen werden (Bild 95). Der Vergleich zeigt, dass sich die Ergebnisse weitgehend decken und ergänzen. Die Potentialgrenzwerte in der Tabelle 16 dürfen daher ohne Einschränkung weiterbenutzt werden.

In den Tabellen 17 und 18 (nächste Seiten) sind die Bereiche mit Potentialwerten $U \leq U(K)$, $U \leq U(\ddot{U})$ und $U \leq U(P)$, d.h. die Bereiche mit einer Korrosionswahrscheinlichkeit von $>0\%$, $>50\%$ und 100% markiert, sodass leicht erkennbar ist, wo sich die Korrosionsherde auf den Kragplatten befinden und, wo die Unterseite des Konsolkopfes stark korrodiert. Klar ersichtlich ist, dass die talseitige Kragplatte der Brücke Cascella sich in einem vergleichsweise schlechten Zustand befindet. Dies gilt insbesondere für die Zonen zwischen 0 und 31 m und zwischen 129 und 174 m (s. auch Bilder 90 und 91).

Den einzelnen Messpunkten (MP) können in Querrichtung folgende Breiten zugeteilt werden:

- Messlinie A: Konsolkopfbreite
- Messlinie B: Innenkante Konsolkopf bis Mitte B/C
- Messlinie C: Mitte B/C bis Mitte C/D
- Messlinie D: Mitte C/D bis D+0.5 m.

In Längsrichtung dürfen wir annehmen, dass mit einem Messpunkt eine Länge von maximal ± 1 m erfasst wird. Damit ergeben sich die in der Tabelle 19 aufgeführten Flächen pro Messpunkt. Aus der Breite pro Messpunkt und der Länge der Brücke kann die Fläche einer Messlinie (ML) errechnet werden. Der Messlinie A wird sinnvollerweise die Länge des Konsolkopfes zugeordnet.

Tabelle 17: Potentialwerte der Brücke Cascella in mV(CSE)

Bergseite		F(Korrosion) = 100% / F(Korrosion) = 50/100%								Talseite		
Abstand zu		a) Schacht; b) Arbeitsfuge								Abstand zu		
zu FBÜ	Pfosten									Pfosten	zu FBÜ	
Nord, m	Nr.	A2	B2	C2	D2	D1	C1	B1	A1	Nr.	Nord, m	
1.62	1					-185				101	1.01	
3.62	2					-100				102	3.01	
5.62	3	-271	-192	-135	-65	-128	-220			103	5.01	
7.62	4		-130	-106	-60	-105	-250			104	7.01	
9.62	5					-210	-227			105	9.01	
11.62	6		-186	-115	-67	-152				106	11.01	
13.62	7			-200	-130	-170				107	13.01	
15.62	8				-195	-180				108	15.01	
17.62	9		-245	-135	-90	-215				109	17.01	
19.62	10	-256	-116	-71	-35	-120	-195			110	19.01	
21.62	11					-110	-210			111	21.01	
23.62	12		-107	-40	-20	-125	-270			112	23.01	
25.62	13					-195				113	25.01	
27.62	14		-70	-40	-13	-105				114	27.01	
29.62	15					-75	-270			115	29.01	
31.62	16	b)				-35	-275			116	31.01	
33.62	17		-87	-55	-14	-25	-73	-175		117	33.01	
35.62	18					5	-14	-130	-258	118	35.01	
37.62	19		-270	-35	-65	-72				119	37.01	
39.62	20		-231	-80	-40	-35	30	-35	-148	120	39.01	
41.62	21					10	-80	-155	-266	121	41.01	
43.62	22		-270	-55	-30	10	-20	-50	-150	122	43.01	
45.62	23									123	45.01	
47.62	24		-192	-105	-65	-10	-75	-111	-132	-260	124	47.01
49.62	25						-55	-85	-140	-244	125	49.01
51.62	26			-117	-50	-7	-70	-115	-150		126	51.01
53.62	27										127	53.01
55.62	28			-50	35	20	20	-35	-137	-280	128	55.01
57.62	29										129	57.01
59.62	30			-65	-20	-15	10	-33	-150	-261	130	59.01
61.62	31						-10	-60	-135		131	61.01
63.62	32			-50	-52	0	-32	-135			132	63.01
65.62	33						-110	-224	-222		133	65.01
67.62	34		-232	-103	-78	-45	-80	-145	-193		134	67.01
69.62	35						-70	-96	-130		135	69.01
71.62	36			-2	-68	-44	-45	-85	-178		136	71.01
73.62	37	b)		-66	-50	-45					137	73.01
75.62	38			-105	-145		-75	-160	-210		138	75.01
77.62	39			-71	-80	-45				b)	139	77.01
79.62	40			-53	-45	10	-35	-70	-137		140	79.01
81.62	41										141	81.01
83.62	42			-55	-30	0	-40	-65	-119		142	83.01
85.62	43										143	85.01
87.62	44		-250	-86	-71	-20	-45	-130	-250		144	87.01
89.62	45										145	89.01
91.62	46			-160	-94	-60	-20	-65	-165		146	91.01
93.62	47										147	93.01
95.62	48		-15	-45	-15	20	-50	-90	-168		148	95.01
97.62	49									a)	149	97.01
99.62	50		-164	-130	-125	-135	0	-70	-200		150	99.01
101.62	51										151	101.01
103.62	52		-94	-90	-130	-120	-10	-70	-145	-232	152	103.01
105.62	53		-223	-90	-75	-50	-15	-95	-220	-225	153	105.01
107.62	54		-260	-220	-110	-90	-30	-130	-232		154	107.01
109.62	55		-283	-102	-130	-35	20	-75	-138		155	109.01
111.62	56		-280	-95	-71	-25	0	-80	-242	-282	156	111.01
113.62	57			-35	-40	-28	-60	-108	-100	-187	157	113.01
115.62	58			-90	-35	-15	-100		-150		158	115.01
117.62	59		-280	-90	-70	-30	-12	-115	-130	-216	159	117.01
119.62	60			-98	-78	-50	-33	-128	-105	-248	160	119.01
121.62	61										161	121.01
123.62	62		-220	-95	-13	-27	-10	-50	-105	-214	162	123.01
125.62	63										163	125.01
127.62	64	b)	-178	-100	-65	0	-45	-70	-115	-201	164	127.01
129.62	65		-265	-275	-143	-70	-100				165	129.01
131.62	66			-230	-130	-75	-100				166	131.01
133.62	67			-190	-110	-65	-36	-143			167	133.01
135.62	68			-180	-100	-55	-80	-182			168	135.01
137.62	69			-195	-180	-35					169	137.01
139.62	70			-255		-165					170	139.01
141.62	71			-180	-160	-35					171	141.01
143.62	72			-120	-80	-40	-143				172	143.01
145.62	73			-185	-165	-70	-130				173	145.01
147.62	74			-260	-260	-105	-88	-252			174	147.01
149.62	75			-245	-135	-70	-22	-222			175	149.01
151.62	76			-125	-157	-55	-52	-253			176	151.01
153.62	77										177	153.01
155.62	78		-280	-90	-35	-80	-131				178	155.01
157.62	79						-97				179	157.01
159.62	80			-130	-71	-28	-128				180	159.01
161.62	81						-120				181	161.01
163.62	82			-190	-110	-90	-90				182	163.01
165.62	83						-115	-220			183	165.01
167.62	84			-150	-25	-25	-179				184	167.01
169.62	85			-195	-143	-60	-235				185	169.01
171.62	86		-130	-190		-165	-45	-160		a)	186	171.01
173.62	87			-155	-175	-210	-60	-180			187	173.01

Tabelle 18: Potentialwerte der Brücke Nanin in mV(CSE)

Abst. FBÜ Nord, m		Talseite Pfst. Nr.		Muster wie Tab. 17 a) Schacht; b) Arbeitsfuge; R: Rostflecken, Abplatzungen						Bergseite Abst. FBÜ	
		A	B	C	D	D	C	B	A	Pfst. Nr.	Nord, m
1.4	1									101	1.3
3.4	2	-273	-10	-15	10	-10	-15	-70	-282	102	3.3
5.4	3					0	-20	0	-160	103	5.3
7.4	4	-236	-63	-27	-3	55	45	-10		104	7.3
9.4	5									105	9.3
11.4	6		-53	-55	-47	-10	40	15	-195	106	11.3
13.4	7									107	13.3
15.4	8	-305	-17	-2	-25	-6	22	-30	-240	108	15.3
17.4	9									109	17.3
19.4	10		-52	4	10	10	-20	-78		110	19.3
21.4	11									111	21.3
23.4	12	-267	-25	21	0	60	25	-155	-258	112	23.3
25.4	13									113	25.3
27.4	14		-23	0	22	30	20	-140		114	27.3
29.4	15									115	29.3
31.4	16	-291	-58	-8	-16	15	-30	-90	-295	116	31.3
33.4	17									117	33.3
35.4	18	-140	-55	0	-2	55	45	-60		118	35.3
37.4	19									119	37.3
39.4	20	-272	-53	5	20	10	28	-70	-272	120	39.3
41.4	21									121	41.3
43.4	22		-128	-50	40	-6	-14	-57	-220	122	43.3
45.4	23									123	45.3
47.4	24	-241	25	30	33	-90	-46	-100	-291	124	47.3
49.4	25									125	49.3
51.4	26		-28	27	60	-58	-63	-155		126	51.3
53.4	27									127	53.3
55.4	28		-78	-36	15	-16	-113	-151		128	55.3
57.4	29									129	57.3
59.4	30		-102	-80	-35	-35	-125	-135		130	59.3
61.4	31									131	61.3
63.4	32		-180	-219	-92	-15	16	-106	-288 R	132	63.3
65.4	33									133	65.3
67.4	34	-298	-120	-75	6	-15	-96			134	67.3
69.4	35									135	69.3
71.4	36		-151	-44	6	-18	-35	-230 R		136	71.3
73.4	37									137	73.3
75.4	38		-95	-29	-9	5	-125	-145		138	75.3
77.4	39									139	77.3
79.4	40		-111	-41	-27	-34	-124	-185		140	79.3
81.4	41		-116	-102	-71					141	81.3
83.4	42		-127	-137	-140	0	-32	-125		142	83.3
85.4	43		-135	-143	-88					143	85.3
87.4	44		-156	-88	-35	15	-20	-110		144	87.3
89.4	45									145	89.3
91.4	46									146	91.3
93.4	47									147	93.3
95.4	48	Bogenmitte				-5	-68	-178		148	95.3
97.4	49									149	97.3
99.4	50		-220	-118	-10	-25	-20	-71		150	99.3
101.4	51		-134	-114	-35					151	101.3
103.4	52		-195	-90	-16	-50	-96	-95		152	103.3
105.4	53		-167	-160	-3					153	105.3
107.4	54		-105	-80	-7	-20	-97	-146		154	107.3
109.4	55		-135	-80	-35					155	109.3
111.4	56		-141	-57	-21	0	-60	-285		156	111.3
113.4	57		-130	-13	-6	-25	-125			157	113.3
115.4	58		-120	-21	10	-230	-227			158	115.3
117.4	59					-80	-165	-172		159	117.3
119.4	60		-232	-110	-20	-70	-95	-120		160	119.3
121.4	61									161	121.3
123.4	62		-180	-103	-40	-20	-60	-115		162	123.3
125.4	63									163	125.3
127.4	64		-132	-80	-25	-30	-95	-215		164	127.3
129.4	65									165	129.3
131.4	66		-102	-107	-160	-10	-100	-190		166	131.3
133.4	67									167	133.3
135.4	68		-110	-80	-19	-25	-35	-106		168	135.3
137.4	69									169	137.3
139.4	70	-242	-80	-40	0	-15	-79	-99	-295	170	139.3
141.4	71									171	141.3
143.4	72	-256	-40	-20	15	-20	-45	-130		172	143.3
145.4	73									173	145.3
147.4	74		-143	-45	30	0	-48	-120	-276	174	147.3
149.4	75									175	149.3
151.4	76		-107	-71	-35	0	-70	-53	-287	176	151.3
153.4	77									177	153.3
155.4	78	-280	-60	-30	-10	-13	-80	-110		178	155.3
157.4	79									179	157.3
159.4	80		-80	-60	-30	-25	-50	-55		180	159.3
161.4	81									181	161.3
163.4	82		-205	-65	7	-20	-70	-60	-179	182	163.3
165.4	83									183	165.3
167.4	84	-265	-100	-65	10	-72	-102	-174	-251	184	167.3
169.4	85									185	169.3
171.4	86	-300	-140	-55	-30	-10	-58	-119	-172	186	171.3
173.4	87									187	173.3
175.4	88	-280	-85	-58	-57	10	-45	-70	-300	188	175.3
177.4	89									189	177.3
179.4	90	-265	-60	-55	-60	-43	-99	-131		190	179.3
181.4	91					-67	-108	-230	-265	191	181.3
183.4	92	-250	-140	-220	-90	-48	-85	-247	-297	192	183.3
185.4	93					-85	-143	-200	-240	193	185.3
187.4	94	-250	-152	-200	-85	-85	-265			194	187.3
189.4	95					-105	-148	-308	-250	195	189.3
191.4	96	-300	-107	-105	-100					196	191.3
193.4	97		-213	-230							

Tabelle 19 Breite, Länge und Fläche pro Messpunkt (MP)

Messlinie (ML)	Breite/MP [m]	Länge/MP [m]	Fläche/MP [m ²]	Fläche/ML [m ²]	
				Cascella	Nanin
A	0.45	2.0	0.9	Länge des Konsolkopfes	
B	0.80	2.0	1.6	138.4	153.6
C	0.90	2.0	1.8	155.7	172.8
D	0.95	2.0	1.9	164.4	182.4

Aus der Zahl der Messungen in Längsrichtung und der Länge/MP kann der Anteil der untersuchten Fläche errechnet werden:

Brücke Cascella: Talseite: 84% Bergseite: 71%
 Brücke Nanin: Talseite: 55% Bergseite: 57%.

Der untersuchte Anteil der Brücken ist an und für sich relativ klein. Bei neueren Untersuchungen wurde der Messraster in Längsrichtung generell auf 2 m, im Bereichen mit Korrosion sogar auf 1 m verkürzt, sodass sich die Länge/MP auf 0.5 bzw. 1 m reduziert. Damit kann eine direkte und sichere Aussage über praktisch 100% der Fläche gemacht werden. Trotz des geringen untersuchten Anteils darf die Aussagesicherheit für die Brücken Cascella und Nanin immer noch als gut betrachtet werden. Aus den **Tabellen 17 und 18** ist nämlich ersichtlich, dass sehr negative Potentiale kaum isoliert auftreten, sondern zumeist in einen grösseren Bereich mit deutlich negativen Potentialwerten eingebettet sind. Dies bedeutet, dass mit diesem Vorgehen zumindest alle grösseren und intensiveren Korrosionsherde erfasst werden konnten. Nicht mit 100%-iger Sicherheit wurden kleinere Korrosionsherde mit einer Abmessung unter etwa 1 bis 2 m² gefunden.

Aus den **Tabellen 17 und 18** können wir zudem schliessen, dass die obere Bewehrungslage der Kragplatten im wesentlichen durch das salzhaltige Wasser gefährdet ist, welches vom undichten Randabschluss beim Konsolkopf unter den Belag eingedrungen ist. Aufgrund der vorhandenen Resultate kann man zudem annehmen, dass kaum salzhaltiges Wasser vom höher liegenden Brückenrand her unter dem Belag bis zur Fahrbahnmitte vorgedrungen ist. Zudem gibt die Potentialmessung keine Hinweise darauf, dass in der Brückenmitte Korrosionsherde vorhanden sind, welche unabhängig sind von jenen in den Kragplatten. Man darf daher bei der Planung der Sanierung davon ausgehen, dass der Bereich der Fahrbahnmitte kaum grössere Korrosionsherde aufweist. Auch hier gilt, dass kleinere Korrosionsherde, z.B. im Bereich von Belagsrissen, nicht ausgeschlossen werden können.

Erstaunlich ist, dass die tiefer liegende, talseitige Kragplatte der Brücke Cascella teilweise bis zum Steg starke Korrosion zeigt (z.B. bei den Pfosten Nr. 169/170). Es ist nicht anzunehmen, dass Wasser von der bergseitigen Auskrugung unter dem Belag bis auf die talseitige Kragplatte vorgedrungen ist. Da Wasser nicht gegen das Quergefälle fliesst, muss man annehmen, dass der Verkehr das Wasser unter dem Belag gegen das Gefälle aufwärts bis hin zur Fahrbahnmitte gepumpt hat. Der Befund bei der Brücke Cascella zeigt, dass ein unterläufiger Belag oder eine undichte Abdichtung nicht immer oder zwangsläufig nur zu einer Gefährdung der höher liegenden Kragplatte führt.

11.2.6 Beurteilung

Die Potentialmessung zeigt, dass die obenliegende Bewehrung der **Kragplatten** der beiden untersuchten Brücken Cascella und Nanin hauptsächlich durch salzhaltiges Wasser, welches von den Brückenrändern her unter den Belag und in den Konstruktionsbeton eingedrungen ist, gefährdet ist. Vermehrte Schäden sind auch im Bereich der Schächte und Schachtausläufe an der Untersicht vorhanden.

Insgesamt betrachtet befinden sich die Kragplatten, abgesehen von der talseitigen Auskrugung der Brücke Cascella, noch in einem recht ordentlichen Zustand. Da anzunehmen ist, dass die Schäden in den nächsten Jahren weiter zunehmen, sollte mit einer Sanierung nicht zu lange zugewartet werden. Das Ausmass und die Kosten einer Sanierung steigen mit der Zeit bekanntlich ja eher überproportional als linear an.

Bei der **talseitigen Auskrugung der Brücke Cascella** wurden zwei sehr grosse Korrosionsherde mit intensiver Lochkorrosion gefunden. Der Anfang bzw. das Ende dieser Korrosionsherde sind je ein Fahrbahnübergang und je eine Arbeitsfuge. Die in diesen Bereichen gefundene Chloridverseuchung des Betons ist überraschend tiefreichend. Der Chloridgehalt ist in den ersten 10 mm nicht überaus hoch und liegt mit 1 bis 2% in einem für Brückenplatten häufig gefundenen Bereich. Aufgrund des Profils muss man

annehmen, dass die Betonqualität (Zusammensetzung, Verarbeitung) und/oder die Überdeckung der Bewehrung in diesen Abschnitten der Brücke mangelhaft waren. Eine baldige Sanierung ist hier unumgänglich.

Um den weiteren Chlorideintrag zu unterbinden und, um die Dauerhaftigkeit der beiden Brücken wiederherzustellen, sollten Belag und Abdichtung erneuert werden. Mit dem Aufbringen einer Abdichtung und der Erneuerung des Belages kann die Korrosionsgefährdung drastisch reduziert werden.

Der Umfang der Sanierung der Kragplatten ist von verschiedenen Faktoren abhängig. Hier wird davon ausgegangen, dass jene Bereiche, in denen die Potentiale unter dem Grenzwert $U(\ddot{U})$, d.h. unter $-285 \text{ mV}_{\text{CSE}}$ (Cascella) und $-310 \text{ mV}_{\text{CSE}}$ (Nanin) liegen, saniert werden müssen. Dieser Potentialgrenzwert entspricht einem Chloridgehalt auf Bewehrungsniveau zwischen etwa 0.5 und 1 M.%/Z. Die Bereiche mit Potentialen $>U(\ddot{U})$ müssen nicht saniert werden.

Mit diesen Vorgaben können die zu sanierenden Flächen abgeschätzt werden (Tabellen 20 und 21). Dabei können die Summenprozente für $U \leq U(\ddot{U})$ mit der jeweiligen Fläche/Messlinie (Tabelle 19) multipliziert werden. Es können die Summenhäufigkeiten aller oder nur der im Grundraster liegenden Werte berücksichtigt werden (Bild 92). Eine weitere Abschätzung ist möglich, indem man die Anzahl der Potentiale unter dem Grenzwert $U(\ddot{U})$, $N(U \leq U(\ddot{U}))$, mit der Fläche/MP (Tabelle 19) multipliziert. Im Mittel stimmen die so geschätzten Flächen recht gut überein. Im Einzelfall, vorab bei kleinen Flächen, sind aber durchaus Abweichungen von einigen m^2 möglich. Es wurde bereits erwähnt, dass mit einem engeren Grundraster diese Genauigkeit wesentlich erhöht werden kann.

Die genannten Vorgaben bedeuten, dass bei den Kragplatten der Brücke Nanin nur einige wenige und kleinere Zonen saniert werden müssen. Insgesamt beträgt die zu sanierende Fläche bei dieser Brücke minimal etwa 15, maximal etwa 27 m^2 (Tabelle 20). Dies entspricht etwa 1.6 bis maximal etwa 2.8% der gesamten Fläche der Kragplatten. Die Abschätzung für die Brücke Cascella ergibt wesentlich höhere Werte (Tabelle 21). Insgesamt ist bei dieser Brücke eine Fläche von 123 bis 150 m^2 , d.h. etwa 14.2 bis maximal etwa 17.3% der gesamten Fläche der Kragplatten, zu sanieren. Der Bereich der Fahrbahnübergänge ist in diesen Angaben nicht enthalten.

Tabelle 20 Sanierungsbedürftige Fläche der Kragplatten der Brücke Nanin

Messlinie	Sanierungsbedürftige Flächen in m^2 ; Kriterium: $U \leq U(\ddot{U})$					
	Talseite			Bergseite		
	N: $U \leq U(\ddot{U})$	Raster	Alle Werte	N: $U \leq U(\ddot{U})$	Raster	Alle Werte
B	0	0	0	9.6	15.7	16.8
C	0	0	0	1.8	3.5	3.1
D	1.9	3.9	3.4	1.9	3.8	3.4
Total B-D	1.9	3.9	3.4	13.3	23	23
Tot. Brücke	15.2	26.9	26.4			
Verhältnis	0.57	1.00	0.98			

Tabelle 21 Sanierungsbedürftige Fläche der Kragplatten der Brücke Cascella

Messlinie	Sanierungsbedürftige Flächen in m^2 ; Kriterium: $U \leq U(\ddot{U})$					
	Talseite			Bergseite		
	N: $U \leq U(\ddot{U})$	Raster	Alle Werte	N: $U \leq U(\ddot{U})$	Raster	Alle Werte
B	64	69.2	75.8	6.4	9.2	9.1
C	41.4	44	49.1	5.4	10.4	7.7
D	5.7	10.7	6.7	0	0	0
Total	111.1	123.9	131.6	11.8	19.6	17.6
Tot. Brücke	122.9	143.5	149.2			
Verhältnis	0.86	1.00	0.96			

Es ist hier anzufügen, dass die in Wirklichkeit zu sanierende Oberfläche um den Faktor 1.2 bis max. 2 grösser sein kann als die mittels Potentialmessung abgeschätzte Fläche (s. Kap. 11.6). Der Grund hierfür liegt hauptsächlich darin, dass wegen des Betonabtrages mittels Hochdruckwasserstrahlroboter die Begrenzungslinien der zu sanierenden Bereiche begradigt werden müssen. Der Unterschied ist bei vielen kleinen Korrosionsherden grösser als bei wenigen grossflächigen Herden.

Die Tiefe des Betonabbruches richtet sich nach der Überdeckung der Bewehrung, dem Chloridprofil und dem Chloridgehalt auf Bewehrungsniveau. In den angegebenen Bereichen sollte der Beton mindestens bis 10 mm hinter die Bewehrung oder mindestens bis in eine Tiefe von 30 bis 40 mm abgetragen werden. In den Bereichen mit sehr tiefreichender Chloridversalzung sollte der Abtrag auf 20 mm hinter die Bewehrung oder mindestens auf 40 bis 50 mm, ausgedehnt werden.

Der Zustand der Bewehrung der **Konsolköpfe** ist generell eher schlecht. Aufgrund der Resultate der Potentialmessung muss davon ausgegangen werden, dass die Bewehrung der Unterseite der Konsolköpfe auf der ganzen Länge mehr oder weniger stark korrodiert. Je nach betrachtetem Konsolkopf muss auf 20 bis 50% der Länge mit starker Korrosion gerechnet werden.

Aufgrund der günstigen Einschätzung des Korrosionszustandes und der geringen Korrosionsgefährdung wurde der Zustand der Bewehrung im Bereich der **Fahrbahnmitte** nicht weiter untersucht. Bei der Planung der Sanierung kann davon ausgegangen werden, dass dieser Bereich weitgehend ohne grössere oder intensivere Korrosionsherde ist.

Um die Lage und die Ausdehnung der festgestellten und allenfalls weiterer vorhandener, kleinerer Korrosionsherde genau angeben zu können und ggf. zu sanieren, wäre es sinnvoll, im Zuge der Sanierung der Brücken eine Potentialfeldmessung durchzuführen. Dabei könnte auch der Bereich der **Fahrbahnmitte** untersucht werden. Die Sanierung der Brücke Cascella wird 1994 ausgeführt und es wird sich zeigen, wie zutreffend die vorstehend gemachten Angaben sind.

11.3 Punktmessung bei der Galerie Rofla

11.3.1 Durchführung der Messung

Die in den Jahren 1966/67 gebaute, etwa 300 m lange Galerie Rofla an der N13 wurde 1990 zusammen mit der Galerie Cianca Presella untersucht. Dabei ging es in einem ersten Schritt darum, aufgrund der Ergebnisse an je zwei Referenzquerschnitten ein generelles Konzept für die Zustandsuntersuchung von Galerien zu erarbeiten.

Bei der Galerie Rofla wurden zudem im Rahmen der Untersuchungen zur Wirkung eines Inhibitors [163] ab 1991 weitere Potentialmessungen über eine grössere Länge und über einen längeren Zeitraum durchgeführt.

In den Referenzquerschnitten wurde das Potential an der Rückwand und Untersicht der Decke in 1.0 m breiten Streifen gemessen. Der Messraster in diesen Streifen betrug 0.5 x 0.5 m (vgl. **Bild 76**). Bei den Stützen (Abmessung: 0.4 x 0.7 m) wurde die Potentialmessung analog der in **Bild 77** gezeigten Art durchgeführt, d.h. auf den Längsseiten wurde das Potential in drei, auf den Stirnseiten in einer Messlinie ab OK Terrain alle 0.5 m gemessen.

Nach der Potentialmessung wurden Bohrkerns für die Bestimmung des Chloridgehaltes, der Karbonatisierungstiefe, der Festigkeit und der Porosität des Betons entnommen. Zur visuellen Begutachtung wurden an der Rückwand und an einer Stütze je ein Sondierfenster (Abmessung: 0.5 x 1.5 m) geöffnet.

Der Messraster der über eine längere Strecke der Galerierückwand durchgeführten Potentialmessung betrug:

- in der horizontalen Richtung, d.h. in der Längsrichtung: ≥ 0.5 m (variabel)
- in der vertikalen Richtung, d.h. über die Höhe: 0.25 m.

Diese Messungen wurden ab April 1991 bis Sept. 1993 mehrmals wiederholt (s. **Bild 66**). Um die einzelnen Potentialmesspunkte mit ausreichender Genauigkeit wieder zu lokalisieren, wurde mit einem festen Messrahmen gearbeitet. Dieser Rahmen wurde an Haken in der Rückwand, welche vor der ersten Messung versetzt wurden, eingehängt. So konnten 2.0 m breite Streifen bequem und rasch ausgemessen werden. Die Genauigkeit der Positionierung der Referenzelektrode war damit besser als ± 50 mm.

Als Referenzelektrode für die Potentialmessung wurde eine Kupfer/Kupfersulfat-Elektrode verwendet.

11.3.2 Resultate

Visuelle Schäden (Frost und Frost/Tausalzschäden, geringfügige Betonabplatzungen) waren bei der Rückwand nur im Sockelbereich, d.h. in der etwa 0.3 m hohen Kontaktwasserzone vorhanden. Bei den Stützen wurden zudem auch Risse im Beton beobachtet, welche zu einem grossen Teil auf die Sprengwirkung von Korrosionsprodukten auf der Bewehrung zurückzuführen waren.

Zunächst ist in **Bild 96** der Verlauf des Potentials der Rückwand auf verschiedenen Höhen zwischen 0 und 3 m Höhe ab Boden über eine Länge von etwa 60 m dargestellt. Daraus ist ersichtlich, dass die Schwankungsbreite des Potentials mit zunehmender Höhe abnimmt und, dass grössere Potentialschwankungen sich meist über mehrere Meter erstrecken.

Der Potentialverlauf der drei etwa 0.5 m voneinander entfernten Messlinien A, B und C im ersten Referenzquerschnitt, welcher etwa 6 m vom Nordportal entfernt ist, ist in den **Bildern 97 und 98** dargestellt. Bei der Rückwand und der Decke ist erneut sichtbar, dass sich das Potential zwischen den Messlinien A, B und C nur wenig ändert. Aus **Bild 98c**, welches den Potentialverlauf der mittleren Messlinien der vier verschiedenen Stützenseiten über die Höhe zeigt, geht hervor, dass die Aussenseite und die Seite Süd (Windschatten) wesentlich positivere Potentiale zeigen als die Innenseite und die Seite Nord. Die stark negativen Potentiale der Nordseite sind auf die bevorzugte Luftströmung und auf die Fahrtrichtung (Wind und Fahrtwind) zurückzuführen (**Bild 99**).

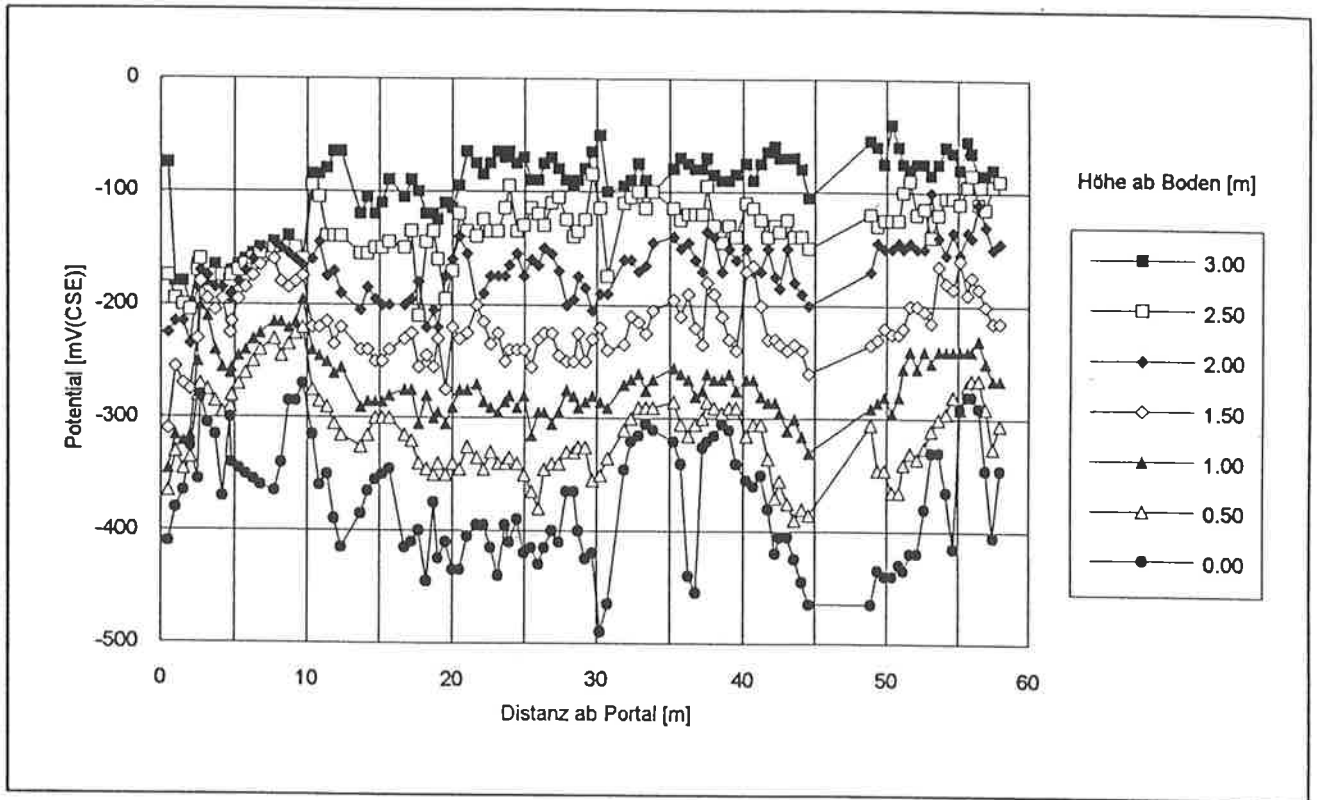


Bild 96
Verlauf des Potentials bei der Rückwand der Galerie in Abhängigkeit von der Höhe über Boden.

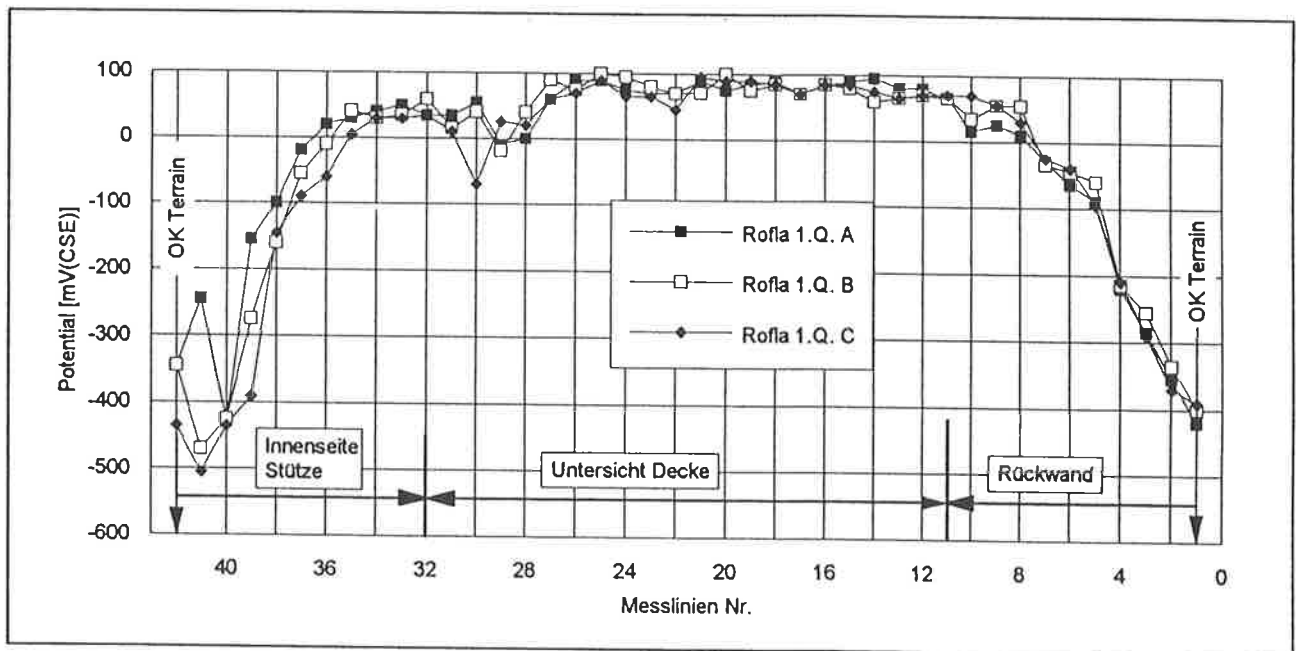


Bild 97
Potentialverlauf der Messlinien A, B und C im ersten Querschnitt der Galerie Rofla (Distanz zum Nordportal etwa 6 m).

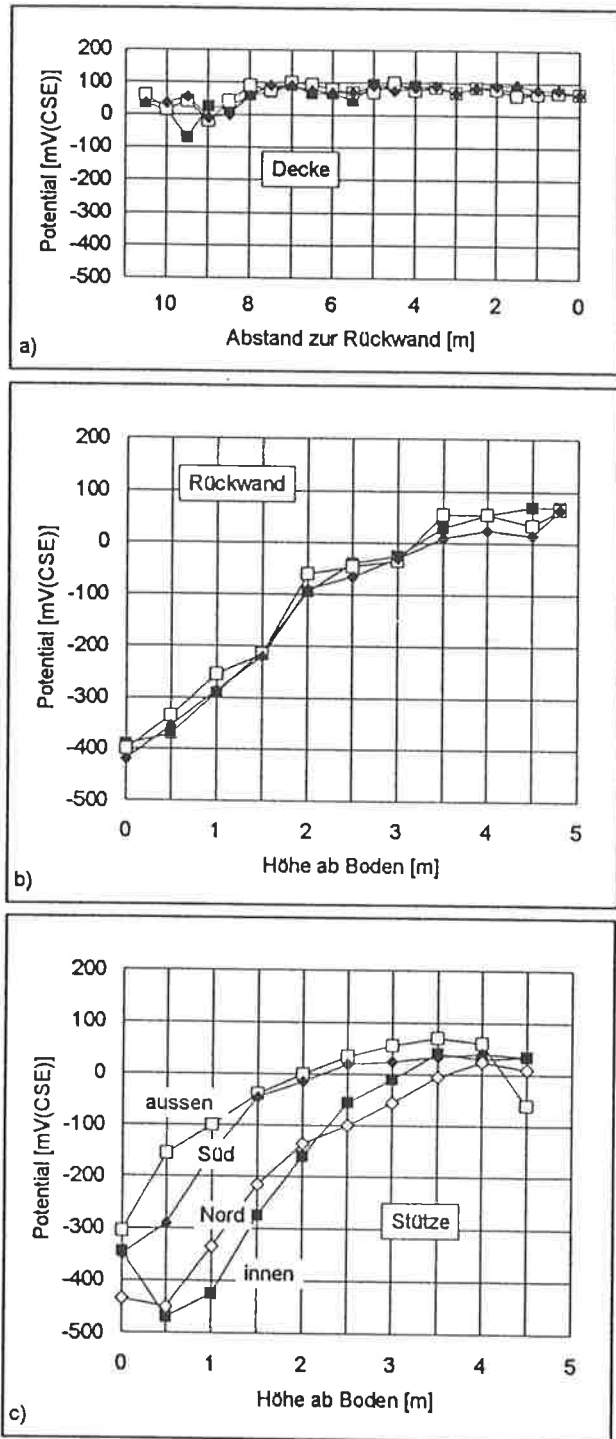


Bild 98
 Potential auf den Messlinien A, B und C der Rückwand (a) und der Decke (b) (Symbole: s. Bild 97) sowie auf den verschiedenen Seiten der Stütze (c) im ersten Referenzquerschnitt der Galerie Rofla.

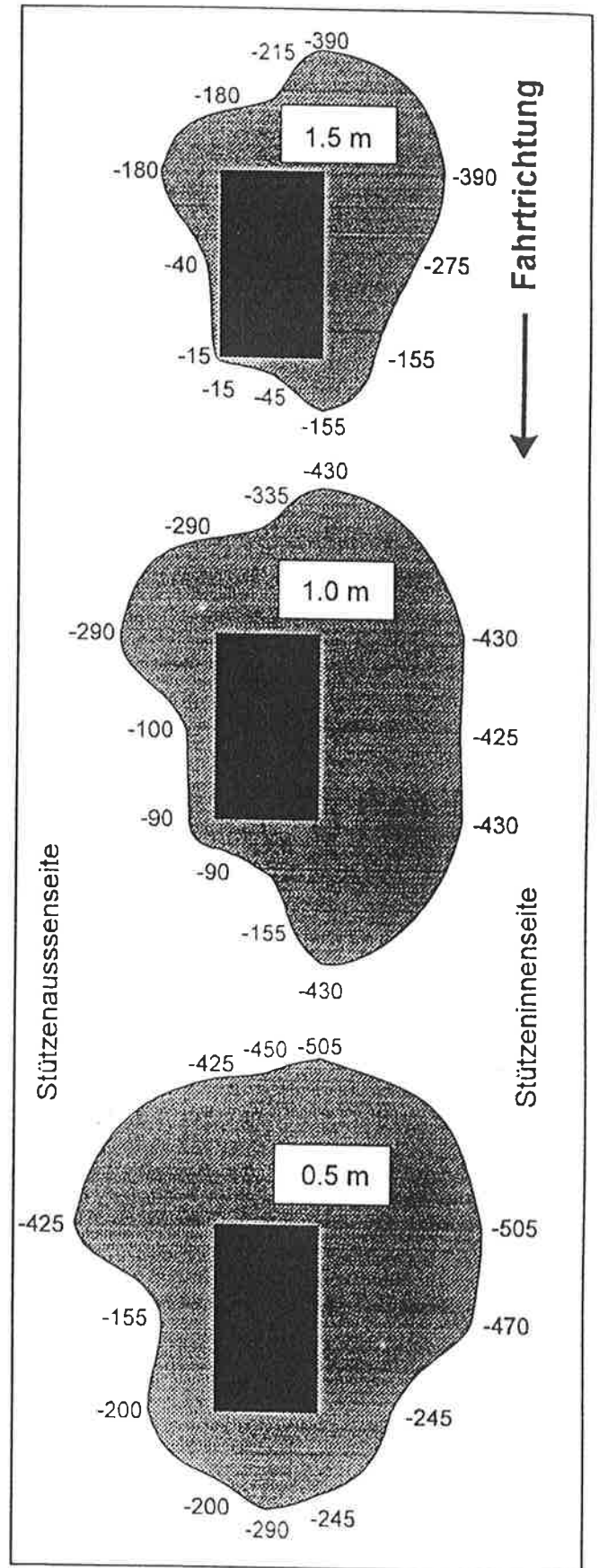
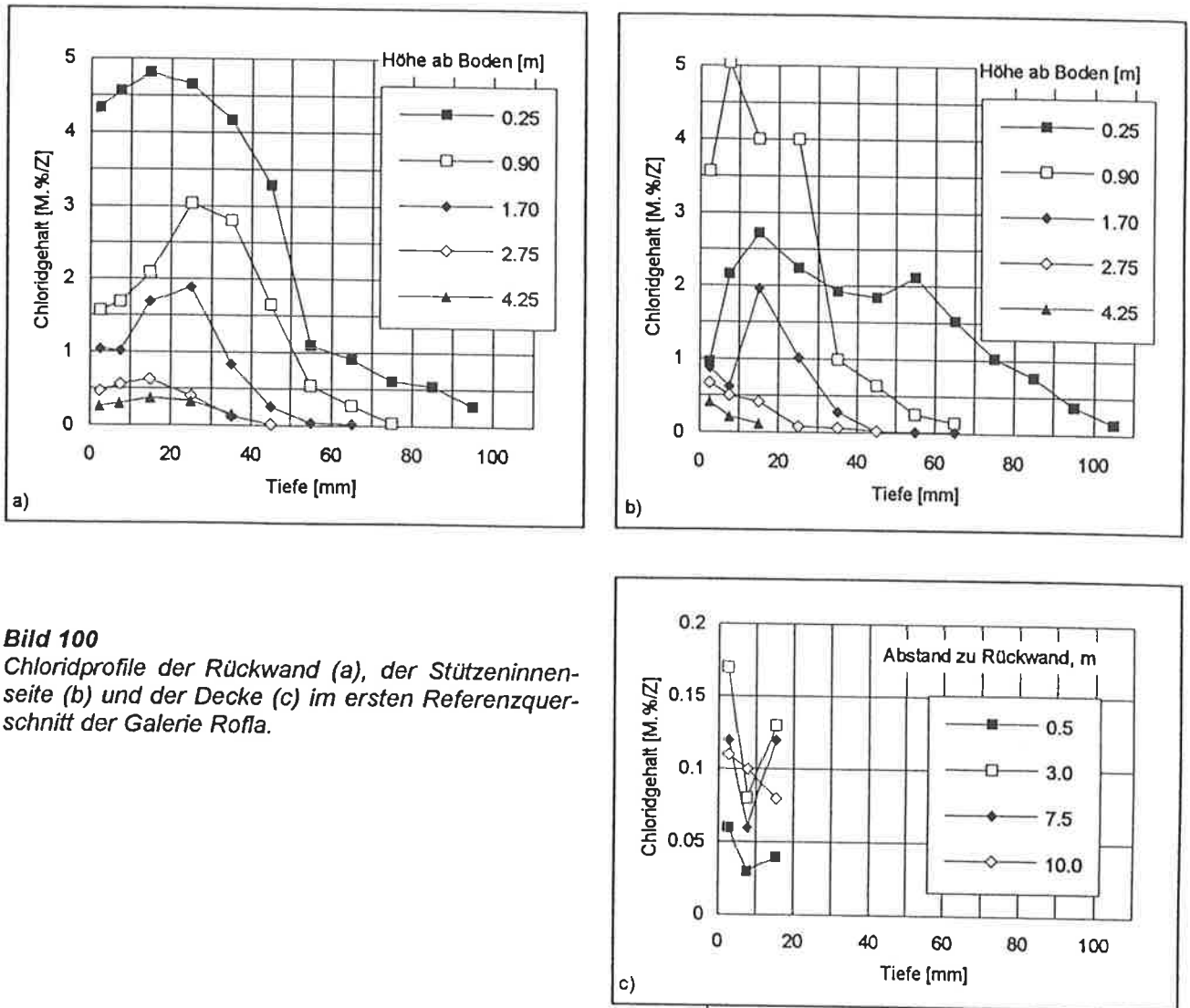


Bild 99
 Potential im Querschnitt der Stütze im ersten Referenzquerschnitt auf verschiedenen Höhen über Boden.

**Bild 100**

Chloridprofile der Rückwand (a), der Stützeninnen-seite (b) und der Decke (c) im ersten Referenzquerschnitt der Galerie Roffla.

In den Bildern 100a bis c sind die Chloridprofile einiger Bohrkerns dargestellt. Die Chloridverseuchung der Decke ist verglichen mit jener der Rückwand und der Stütze gering (<0.2 M. %/Z).

Die Karbonatisierung, die Druckfestigkeit und das Kapillarporenvolumen des Betons auf den Innenflächen der Galerie ist unterschiedlich (Tabelle 22). Der Zementgehalt des Betons liegt bei etwa 300 kg/m^3 , der W/Z-Wert um etwa 0.6.

Tabelle 22 Karbonatisierung, Druckfestigkeit und Kapillarporenvolumen bei der Galerie Roffla

Messgröße	Stütze	Decke	Rückwand
Karbonatisierung, mm	5 bis 18	10 bis 25	13 bis 30
Druckfestigkeit, N/mm^2	45 bis 80	50 bis 70	45 bis 60
Kapillarporenvolumen, Vol. %	10 bis 12	10 bis 13	13 bis 16

Die Bewehrung der Stütze wies im unteren Teil der Sondieröffnung eine Betonüberdeckung um 0 mm, im oberen Teil stieg dieser Wert auf etwa 20 bis 25 mm. Lochfrass wurde an der Bewehrung bis zu einer Höhe von 1.5 m festgestellt. Bei der Rückwand variierte die Betonüberdeckung ebenfalls und betrug im unteren Teil der Sondieröffnung etwa 60 mm, im oberen Teil etwa 30 mm. An der Bewehrung trat Lochfrass bis zu einer Höhe von etwa 0.5 m auf. Unterhalb OK Terrain nahmen die Korrosionsschäden an der Bewehrung rasch ab. Unterhalb etwa -0.15 bis -0.20 m OK Terrain traten kaum mehr Korrosionserscheinungen auf.

11.3.3 Auswertung

Die Summenhäufigkeitskurven der Potentiale der Rückwand, Decke und Stütze (alle Seiten) sind in Bild 101 dargestellt. Generell werden bei der Decke die positivsten, bei den Stützen die negativsten Potentiale gefunden. Die Summenhäufigkeit im Wahrscheinlichkeitsnetz ist beispielhaft für die Stützen in Bild 102 gezeigt. Aus den Kurven lassen sich die Werte $U(K)$, $U(\ddot{U})$ und $U(P)$ sicher bestimmen. Es scheint, dass bei Potentialen $>-160 \text{ mV}_{\text{CSE}}$ ein zweiter Anstieg mit $U(K) = -85 \text{ mV}_{\text{CSE}}$, $U(\ddot{U}) = -40 \text{ mV}_{\text{CSE}}$ und $U(P) = +50 \text{ mV}_{\text{CSE}}$ vorhanden ist. Dieser ist in Bild 102 mit punktierten Linien angedeutet. Vermutlich wird er durch die schwache Korrosion infolge der Karbonatisierung des Betons verursacht. Als andere mögliche Ursache kommt eine leicht erhöhte Betonfeuchtigkeit in Frage. Um diesen zweiten Anstieg sicher deuten zu können, wären noch detailliertere Kenntnisse und Abklärungen erforderlich.

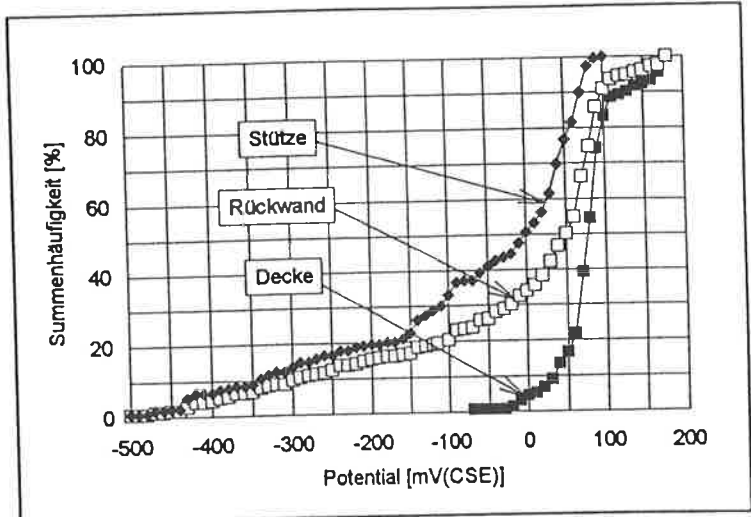


Bild 101
Summenhäufigkeitskurve der Decke, der Rückwand und der Stützen bei der Galerie Rofla (Resultate des ersten und zweiten Referenzquerschnittes).

Die in den Referenzquerschnitten ermittelten Potentialgrenzwerte sind für die Stützen und Rückwand in etwa gleich (Tabelle 23). Auch $U(K)$ und $U(\ddot{U})$ aus den Messungen über den längeren Rückwandabschnitt sind gut vergleichbar mit den Werten aus den Referenzquerschnitten. Da bei diesen Messungen nicht die gesamte Höhe der Rückwand erfasst wurde, liegt $U(P)$ deutlich tiefer. Daraus wird ersichtlich, dass für eine sichere Beurteilung Messwerte über ein ganzes Bauteil erforderlich sind.

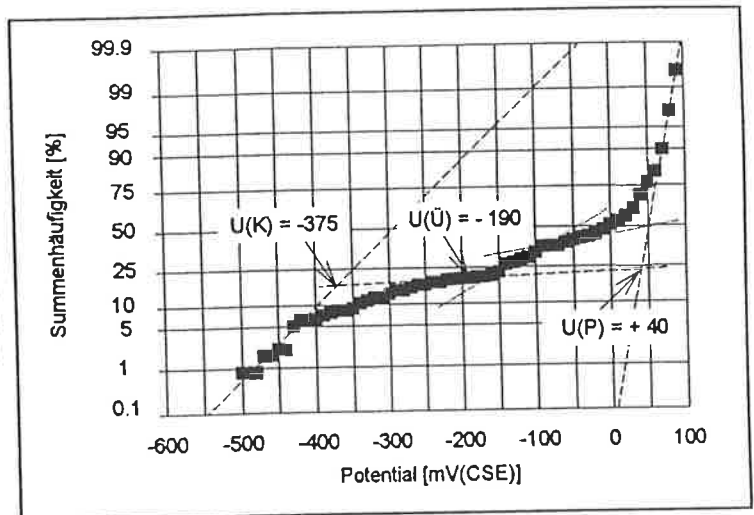


Bild 102
Summenhäufigkeit der Potentiale im Wahrscheinlichkeitsnetz der untersuchten Stützen der Galerie Rofla.

Wie schon im Kap. 8.4.5 erwähnt wurde, gibt das Auftreten von Potentialen $>+150 \text{ mV}_{\text{CSE}}$ einen Hinweis auf die Karbonatisierung des Betons bis zur Bewehrung. Damit könnte die starke Abflachung der Kurven für die Rückwand und die Decke in Bild 101 bei Potentialen $>+80$ bis $+90 \text{ mV}_{\text{CSE}}$ gedeutet werden. Auch die bei der Decke ermittelten Potentialgrenzwerte geben vermutlich ebenfalls einen Hinweis auf die Korrosion der Bewehrung infolge Karbonatisierung des Betons, evtl. unter gleichzeitiger Mitwirkung der Chloride (vgl. zweiter Anstieg in Bild 102).

Tabelle 23 Potentialgrenzwerte der Galerie Rofla

Messungen	Potentialgrenzwerte in mV_{CSE}		
	$U(K)$	$U(\ddot{U})$	$U(P)$
Referenzquerschnitt:			
- Stützen	-375	-190	+40
- Rückwand	-355	-170	+30
- Decke	-5	-10	+50
Rückwand über 60 m	-375	-215	-70

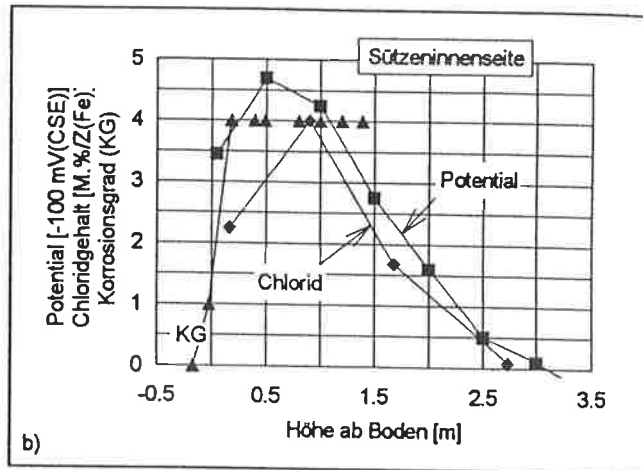
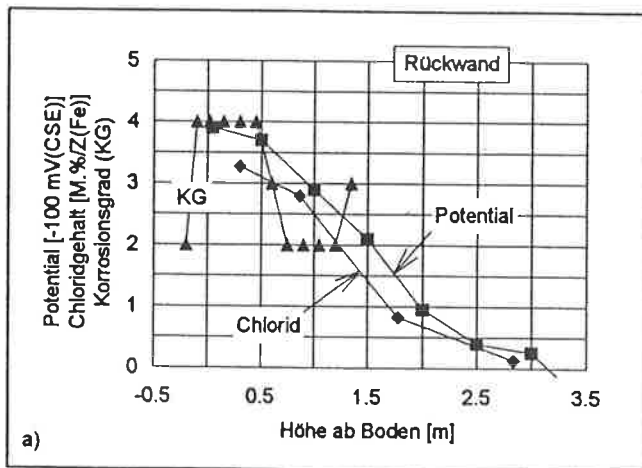
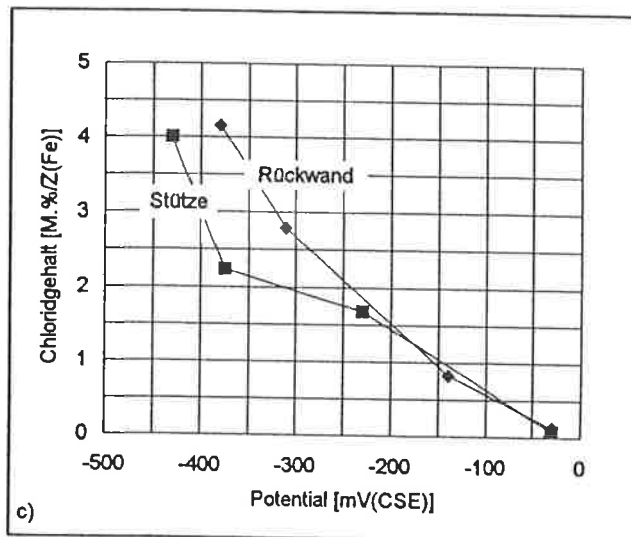


Bild 103

a,b) Verlauf des Potentials, des Chloridgehaltes auf Bewehrungsniveau und des Korrosionsgrades (KG) über die Höhe der Rückwand und Stütze.

c) Zusammenhang zwischen Chloridgehalt auf Bewehrungsniveau und Potential (Potentiale interpoliert aus den Bildern a und b).



Die Resultate der Sondieröffnungen, d.h. der Zusammenhang zwischen Potential, Chloridgehalt auf Bewehrungsniveau und Korrosionsgrad (Korrosionsgrad KG gemäss Merkblatt SIA 2006 [9]) sind aus den Bildern 103 a bis c zu ersehen. Sehr schön ersichtlich ist der parallele Verlauf von Potential und Chloridgehalt und, dass zwischen Rückwand und Stütze kein wesentlicher Unterschied besteht. Aus Bild 104 kann entnommen werden, dass bei Potentialen ≥ -50 mV_{CSE} der Chloridgehalt auf Bewehrungsniveau unter etwa 0.5 M. %/Z(Fe) liegt. Korrosionserscheinungen bei Korrosionspotentialen ≥ -50 bis 0 mV_{CSE} werden daher primär durch die Karbonatisierung des Betons und nicht durch die Chloride verursacht. Bei Potentialen < -50 mV_{CSE} dominiert demgegenüber die chloridinduzierte Korrosion.

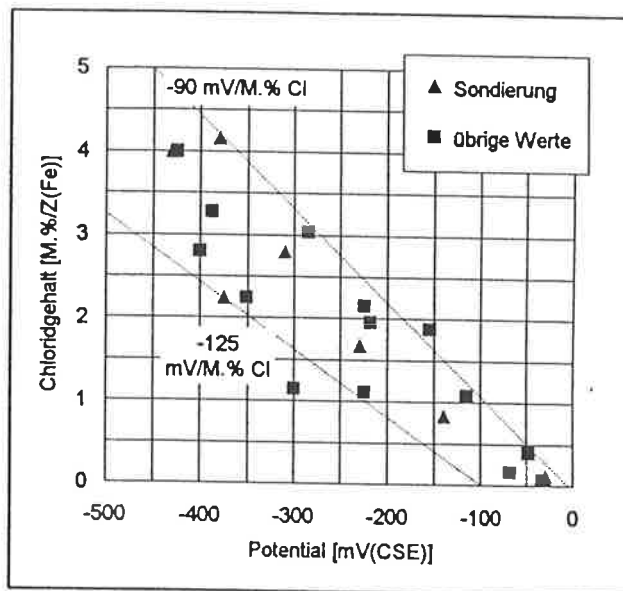


Bild 104

Zusammenhang zwischen Chloridgehalt auf Bewehrungsniveau und Potential bei der Galerie Rofla: alle Werte aus der Untersuchung.

Die visuelle Begutachtung erlaubte, Potential und Zustand der Bewehrung zu korrelieren (Tabelle 24). In dieser Tabelle wurden auch die Resultate der gleichzeitig untersuchten Galerie Cianca Presella mitberücksichtigt. Der für KG 0 und 1 charakteristische Potentialbereich kann nicht angegeben werden, da bei den Sondieröffnungen (max. Höhe der Sondierungen: 1.5 m ab OK Terrain) kaum korrosionsfreie Bewehrungsstähle gefunden wurden.

Tabelle 24 Resultate aus den Sondieröffnungen

Zustand der Bewehrung	KG	Potential, mV _{CSE}
Lochfrass	4	≤-250
vollständig rostig, geringer Materialabtrag	3	-300 bis -150
Rostflecken	2	-250 bis -50
wenige Rostpunkte	1	?
blank	0	?

Die in der Rückwand festgestellten, nicht korrosionsbedingten Risse wurden bei der Potentialmessung kaum bemerkt. Unter diesen Umständen (kein drückendes Wasser) sind daher auch grössere Risse als harmlos einzustufen.

Im Rahmen des bereits vorher erwähnten ASB-Projektes [163] wurden auch der ohm'sche Elektrolytwiderstand R_E und der Polarisationswiderstand R_P (= Summe der elektrochemischen Widerstände) über die Höhe der Rückwand bestimmt [5]. Mit dem einfachen Ansatz (s. auch Kap. 3.5 und 7.2.1)

$$I = \frac{\Delta U}{R_E + R_P} \quad \text{Gl. 16}$$

kann die relative Korrosionsgeschwindigkeit in Abhängigkeit von der Höhe ab OK Terrain grob abgeschätzt werden (Bild 105). Dabei ist ΔU die Differenz zwischen dem Korrosionspotential der korrodierenden und dem Korrosionspotential der passiven Bewehrung U_{Pass}. Für U_{Pass} kann minimal etwa der Wert -100, maximal etwa +50 mV_{CSE} eingesetzt werden. Diese Abschätzung ergibt, dass die Korrosionsgeschwindigkeit auf einer Höhe von 3 m etwa 10 bis 20%, auf einer Höhe von 4 m noch etwa 1 bis 2% des Wertes auf OK Terrain beträgt. Aus den beobachteten Querschnittsverlusten lässt sich ableiten, dass die Korrosionsgeschwindigkeit auf OK Terrain etwa zwischen 0.3 und 1 mm/Jahr liegt. Nimmt man diese Werte als Referenzwerte, so ergeben sich auf 4 m Höhe Korrosionsgeschwindigkeiten von etwa 3 bis 20 μm/Jahr, Werte also, welche noch deutlich über dem Korrosionsabtrag der passiven Bewehrung liegen. Einschränkend muss erwähnt werden, dass mit der Gl. 16 die Korrosionsgeschwindigkeit im oberen Teil eher über- als unterschätzt wird. Methoden zur genaueren Bestimmung der aktuellen Korrosionsgeschwindigkeit wären dringend erwünscht.

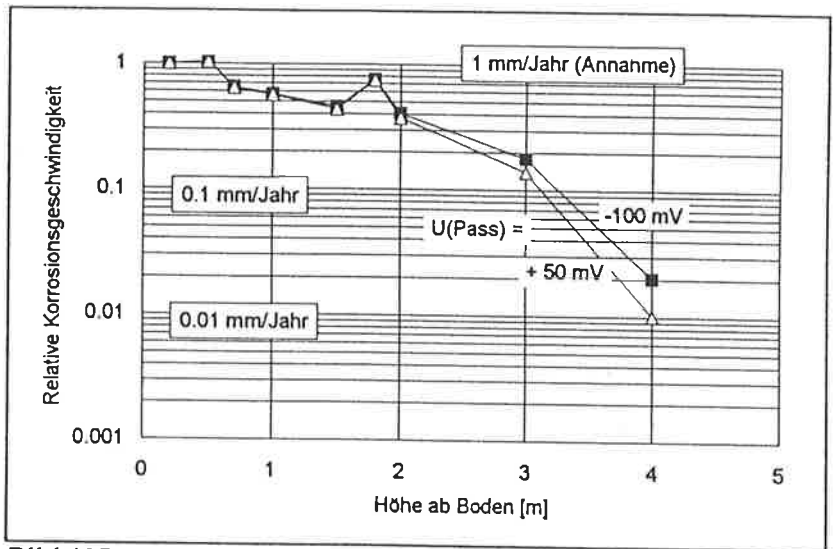


Bild 105 Relative Korrosionsgeschwindigkeit über die Höhe der Galerierückwand; Daten von [5], vgl. Bild 98b.

11.3.4 Interpretation

Zunächst können wir auch hier feststellen, dass sich die Resultate der statistischen Analyse der Potentialwerte und der visuellen Beurteilung des Zustandes der Bewehrung gegenseitig ergänzen. Korrosion tritt demnach mit einer über 50%igen Wahrscheinlichkeit ein, wenn das Korrosionspotential -170 bis -200 mV_{CSE} unterschreitet und der Chloridgehalt auf Bewehrungsniveau etwa 1 bis 2.5 M.%/Z überschreitet. Bei Potentialen unter -350 bis -380 mV_{CSE}, entsprechend einem Chloridgehalt von 2 bis 4 M.%/Z(Fe), ist sicher mit Lochfrass zu rechnen. Der "kritische" Chloridgehalt ist demnach bei Galerien wesentlich höher als z.B. bei Brückenplatten, was mit der unterschiedlichen Betonfeuchtigkeit erklärt werden kann.

Die Chloridprofile der Rückwand und der Stützen lassen die Tiefe der Atmungszone erkennen. Sie ist bei der Rückwand etwa 60 mm, bei der Stütze etwa 40 mm tief. Die tiefere Atmungszone und damit die tiefere Chloridverseuchung des Betons der Rückwand dürfte auf die erhöhte Porosität und auf die tendenziell eher tiefere mittlere Betonfeuchtigkeit (stärkeres Austrocknen möglich, kein drückendes Wasser von der Rückwandhinterseite) zurückzuführen sein. Die enorm tiefreichende Chloridverseuchung des Stützenfusses (s. Chloridprofil auf 0.25 m Höhe ab Boden in **Bild 100b**) wird wahrscheinlich durch die Wasserdampfdiffusion von der Stützeninnenseite Richtung luftberührte Aussenseite des Stützenfundamentes bewirkt (s. **Bild 24b und d**). Im weiteren könnte hier auch die wegen der sehr dichten Bewehrung schlechtere Verdichtung des Betons eine Rolle spielen.

11.3.5 Beurteilung

Die Resultate zeigen generell, dass der durch Korrosion gefährdete Bereich weit höher hinaufreicht als die visuell sichtbare Spritzwasserzone (etwa auf 1.6 m). Wegen der eher lokalen Natur des Korrosionsangriffes sind aber bisher Betonabplatzungen nur in einem relativ bescheidenen Ausmass aufgetreten. Im Vergleich zu Brückenplatten sind die Potentialgrenzwerte deutlich positiver und die dazu gehörenden Chloridgehalte wesentlich höher (etwa -90 bis -130 mV/M.% $\text{Cl}^-/\text{Z}(\text{Fe})$). Die Hauptunterschiede zwischen einer Galerie und einer Brückenplatte stellen die mittlere Betonfeuchtigkeit und die Art der Chloridbeaufschlagung dar (s. **Kap. 4.4 und 5.3**).

Auch in diesem Beispiel ist der Umfang der Instandsetzungsarbeiten von verschiedenen Faktoren abhängig. Aus statischen Überlegungen kommt der Sanierung der Stützen selbstverständlich eine höhere Priorität zu als derjenigen der Rückwand. Der Umfang des notwendigen Betonabbruches kann nur unter Berücksichtigung der Art der Sanierung bestimmt werden. Bei einer konventionellen Sanierung mit dem Ziel, die Dauerhaftigkeit über mehrere Jahrzehnte zu sichern, müsste der Beton über eine erhebliche Fläche und teilweise bis in grosse Tiefen abgetragen werden. Das im **Kap. 11.2.6** genannte Kriterium für den Betonabbruch, $U \leq U(\ddot{U})$, ist in Anbetracht der unterschiedlichen Art des Chlorideintrages evtl. noch zu wenig scharf. Es müsste zumindest dann verschärft werden, wenn keine passiven Schutzmassnahmen (z.B. Beschichtung des Betons) ergriffen werden, welche die Betonfeuchtigkeit im oberen Teil reduzieren helfen. Selbst dann, wenn "nur" die Bereiche mit Potentialwerten $U \leq U(\ddot{U})$ saniert würden, müsste der Beton sowohl bei der Stütze wie auch bei der Rückwand teilweise bis in eine Höhe von über 2 m ab OK Terrain abgetragen werden. Daher sollte überprüft werden, ob der Einsatz von alternativen Verfahren mit weniger Betonabbruch kostengünstigere Lösungen ergäbe. So wäre beispielsweise bei einer Sanierung mit kathodischen Korrosionsschutz zumindest bei der Rückwand mit einem wesentlich geringeren Betonabtrag zu rechnen.

Die Untersuchungen lassen hinsichtlich der Erfassung des Korrosionszustandes der Bewehrung von Galerien folgende Schlüsse zu:

- a) Zur Charakterisierung des Zustandes von **Galerierückwänden** kann der Messraster in Längsrichtung ohne weiteres 2 m betragen, sofern die Chloridbeaufschlagung über die Bauteillänge gleichmässig ist. In der vertikalen Richtung ist ein Abstand zwischen den Messpunkten im unteren Teil von 0.2 bis 0.5 m, im oberen Teil von 0.5 bis 1.0 m ausreichend (s. **Bild 76**). Mit Messband (horizontaler Abstand) und Messlatte (vertikal) können Punktmessungen rasch durchgeführt werden. Dieses Vorgehen kann ebenso für andere Arten von Wänden angewendet werden.
- b) Bei der **Galeriedecke** kann ein gegenüber der Rückwand noch weitmaschigeres Raster verwendet werden, z.B. Messquerschnitte alle 5 bis 10 m.
- c) **Stützen** sollten generell vollständig untersucht werden: eine bis mehrere Messlinien pro Stützenseite (s. **Bild 77**) mit einem vertikalen Messpunktabstand wie bei der Rückwand, d.h. 0.2 bis 0.5 m. Bei kleineren Stützen sollte der seitliche Abstand der Messlinien zwischen etwa 0.2 und 0.5 m liegen. Bei sehr grossen Stützen und in Bereichen ohne Korrosion kann er auf 1 m ausgedehnt werden. Bei vielen gleichartigen Stützen kann der Messaufwand reduziert werden, indem z.B. nur jede zweite Stütze untersucht wird.

Wesentlich ist, dass bei Sondieröffnungen der Messraster mindestens 0.25 x 0.25 m beträgt oder auf diesen verdichtet wird und, dass dort, wo die Karbonatisierungstiefe und/oder der Chloridgehalt bestimmt werden sollen, vorgängig auch das Potential der Bewehrung gemessen wurde. Es ist trivial zu erwähnen, aber für das korrekte Herleiten der Zusammenhänge zwischen den verschiedenen Grössen absolut unerlässlich, dass alle relevanten Parameter (z.B. Überdeckung, Chloridgehalt, Porosität) mit grösster Sorgfalt bestimmt werden. Es kann kaum genügend betont werden, dass dem Protokoll über die Sondieröffnungen eine ganz zentrale Bedeutung zukommt (s. Merkblatt SIA 2006 [9], Anhang VII).

11.4 Punktmessung zur Erfolgskontrolle

11.4.1 Einleitung

In den letzten Jahren wurden mehrere Brückenplatten, deren erstmalige Sanierung bereits 10 und mehr Jahre zurücklag, mittels der Punktmessung an der Untersicht untersucht. Dabei zeigten sich meist die bei älteren, noch nie sanierten Brücken bekannten Schwachstellen: undichte Anschlüsse z.B. entlang Belag und Konsolkopf, bei Fahrbahnübergängen und bei Schächten der Brückenentwässerung oder auch schlecht ver-setzte Einlauftrassen der Abdichtungsentwässerung. In Einzelfällen waren auch Belagsrisse und gleichzeitig undichte Stellen in der Brückenabdichtung für Korrosionsherde im darunter liegenden Konstruktionsbeton verantwortlich. Da bei diesen Brücken vor der Sanierung noch keine Potentialmessungen durchgeführt worden waren, konnten über die durch die Sanierung bewirkten Veränderungen keine sicheren Aussagen gemacht werden.

Zwei Beispiele einer eigentlichen Nach- oder Erfolgskontrolle einer Sanierung sollen in den folgenden Kapiteln vorgestellt werden. Derartige Untersuchungen sollten im Sinne der **Qualitätssicherung** vermehrt durchgeführt werden, um Schwachstellen von Sanierungskonzepten so früh wie möglich zu erkennen und, um die Frage des zulässigen Restchloridgehaltes klarer beantworten zu können. Dabei sollte die Nachkontrolle erst einige Zeit (Jahre !) nach der Sanierung angesetzt werden. Die erforderliche Wartezeit ist zur Hauptsache davon abhängig, wie schnell das Bauteil seine neue Ausgleichsfeuchtigkeit erreichen wird. Dies ist z.B. von den Abmessungen und der Exposition (z.B. Sonneneinstrahlung) des Bauteils abhängig.

11.4.2 Hinterrheinbrücke Crestawald

Die 1958 erbaute, etwa 124 m lange Hinterrheinbrücke Crestawald (Fahrbahnplatte auf Längsträgern mit 2 Gerbergelenken) an der N13 oberhalb Thusis wurde 1988 saniert. Vor der Sanierung wurde in mehreren kleineren und grösseren Sondierfenstern das Potentialfeld gemessen (Raster: 0.15 x 0.15 m). Im Rahmen der Sanierung wurde in mehreren, zum Teil grösseren Bereichen der Beton der Fahrbahnplattenoberseite mittels Höchstdruckwasserstrahl abgetragen und die Bewehrung freigelegt. Im Bereich der Gerbergelenke wurde der Beton allseitig soweit wie möglich und aus statischen Gründen zulässig abgetragen. Ein Jahr nach der Sanierung, d.h. 1989, wurde an der Untersicht der 1.5 m breiten Kragplatten eine Punktmessung durchgeführt (Raster: Querrichtung: 4 Messlinien pro Kragplatte, Längsrichtung: alle 2.0 m).

Das Resultat dieser Nachkontrolle ist in **Bild 106** dargestellt. Es ergibt sich daraus, dass die Sanierung mehrheitlich zu einer Verschiebung der Potentiale zu positiveren Werten geführt hat. In keinem Fall wurde das Potential wesentlich negativer. In den sanierten Bereichen betrug die positive Potentialverschiebung teilweise über +300 mV, in den nicht sanierten Bereichen bis zu +180 mV. Dies ist zur Hauptsache auf die Reduktion der Betonfeuchtigkeit und in den sanierten Bereichen zudem auf die Reduktion des Chloridgehaltes zurückzuführen. Wir können daraus schliessen, dass die Sanierung die Korrosion in vielen Fällen stark verlangsamt hat. In einigen Zonen dürfte sich die Bewehrung sogar re-passiviert haben.

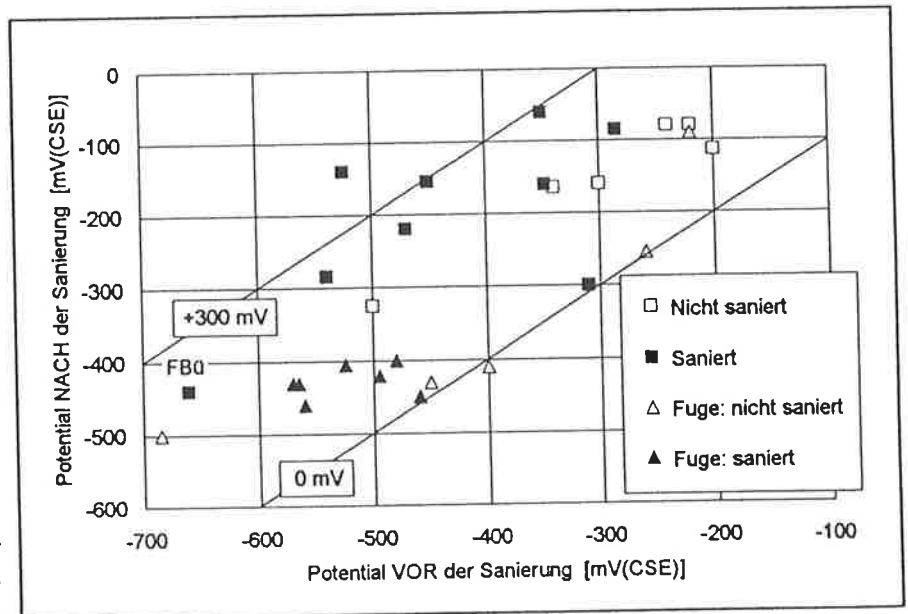


Bild 106

Potential "NACH" der Sanierung vs. Potential "VOR" der Sanierung bei der Crestawald Brücke an der N13.

Die statistische Analyse der Potentialwerte ergab: $U(K) = -425$, $U(\bar{U}) = -360$ und $U(P) = -95$ mV_{CSE}. Daraus und aus **Bild 106** folgt, dass auch in den sanierten Bereichen immer noch einzelne Korrosionsherde vorhanden sind. Die Korrosion konnte demnach in den mit der Sanierung erfassten und nach den "Regeln der Kunst" sanierten Bereichen nicht überall gestoppt werden. Dies betrifft vorab die Gerbergelenke. Offen bleibt die Frage, ob die Betonfeuchtigkeit mit der Zeit noch weiter abnehmen wird und, ob sich dadurch der

Zustand noch weiter verbessern wird. Dies müsste durch eine erneute Messung abgeklärt werden. Aus **Bild 106** ergibt sich zudem, dass bei der Sanierung nicht alle vorhandenen Korrosionsherde erfasst wurden. Es muss hier betont werden, dass weder vor noch während der Sanierung der Brücke das Potential flächendeckend gemessen wurde.

11.4.3 Rheinbrücke Tamins

11.4.3.1 Ausgangslage

Die 1963 erbaute, etwa 160 m lange Rheinbrücke Tamins (Bogen und 0.68 m hoher Hohlkasten mit 2.2 m breiten Kragplatten) wurde 1988 saniert. Dabei wurden nach dem Entfernen des Belags und der Abdichtung eine flächendeckende Potentialfeldmessung (Raster: 0.15 x 0.15 m) durchgeführt. Aufgrund der Resultate der Potentialfeldmessung und der anschliessend durchgeführten Sondierungen musste angenommen werden, dass die Bewehrung über einen längeren Teil der Brücke längs des Randsteines Lochfrass mit **Querschnittsverlusten bis 100%** aufwies. Die Oberwasserseite war davon noch stärker betroffen als die Unterwasserseite. In der Fahrbahnmitte waren nur wenige Korrosionsherde vorhanden.

Der heisswasserlösliche Chloridgehalt des Betons der Fahrbahnplatte im Bereich des Trottoirs lag in 10 bis 20 mm Tiefe zwischen etwa 0.3 und 0.9 M.%/Z. Die Chloridprofile waren eher flach. Der maximale Chloridgehalt (bis >1 M.%/Z) wurde häufig erst in 20 bis 30 mm Tiefe erreicht. Im weiteren wies der Beton der Fahrbahnplatte Frost- und Frost-Tausalzschäden auf. Dies geht einher mit den Chloridprofilen, welche den maximalen Chloridgehalt nicht an der Oberfläche, sondern erst in grösserer Tiefe aufwiesen (s. Kap. 5.4).

Aufgrund des unerwarteten und unerfreulichen Korrosionszustandes der Bewehrung wurde die Fahrbahnplatte nicht, wie vorgesehen, durch lokales Ausbessern, sondern durch Aufbetonieren einer neuen, bewehrten 90 mm dicken Platte saniert. Dabei wurde zunächst diskutiert, ob die alten Korrosionsherde belassen werden könnten. Wegen der unsicheren Beurteilung des weiteren Korrosionsfortschrittes an der alten Bewehrung und der möglicherweise daraus resultierenden Schäden wurde der Beton in den Korrosionsherden abgetragen und die Bewehrung freigelegt, obwohl dies aus statischen Überlegungen nicht unbedingt erforderlich war. Damit sollte sichergestellt werden, dass keine inneren Risse wegen Rostbildung an der alten Bewehrung entstehen und den Verbund zwischen alter und neuer Fahrbahnplatte schwächen werden.

Damit ergab sich folgender Ablauf:

- a) Freilegen der Bewehrung in den Korrosionsherden mittels Höchstdruckwasserstrahlen.
- b) Ausschneiden und Ersatz der stark korrodierten Bewehrungsstäbe, Ausschleifen der kleineren Lochfrassstellen.
- c) Reprofilieren (teilweise).
- d) Verlegen der neuen Bewehrung und Setzen der Dübel für den Verbund zwischen alter und neuer Fahrbahnplatte.
- e) Betonieren der neuen Fahrbahnplatte.

Die Länge der Kragplatte mit Betonabtrag betrug auf der Unterwasserseite etwa 85 m (= 54% der Brückenlänge), auf der Oberwasserseite etwa 140 m (= 87% der Brückenlänge). Auf der oberwasserseitigen Brücke wurden gemäss Protokoll **242 einzelne Bewehrungsstäbe der obenliegenden Querbewehrung** ($\varnothing = 14$ mm, Abstand: 200 mm) ausgeschnitten. Dies entspricht einer Brückenlänge von etwa 48 m. Für die unterwasserseitigen Brücke wurde die Zahl der herausgeschnittenen Bewehrungsstäbe nicht protokolliert. Die herausgeschnittenen Bewehrungsstäbe wurden teilweise durch Stähle mit $\varnothing = 16$ mm (Abstand: 200 mm) ersetzt.

Gleichzeitig mit diesen Massnahmen wurden der Bereich des etwa 1 m breiten Trottoirs und der Konsolkopf (Breite alt: 0.2 m; neu: 0.45 m) erneuert. Danach wurden die Abdichtung und der Belag aufgebracht.

Die Sanierung der Brücke erfolgte **unter Verkehr**, wobei in der ersten Etappe die Unterwasserseite, in der zweiten Etappe die Oberwasserseite saniert wurde. Der wahrscheinlich wichtigste **Unterschied** zwischen der Sanierung der **Ober- und Unterwasserseite** stellte die unterschiedliche **Betonabtragstiefe** dar: auf der Unterwasserseite wurde der Beton bis eine Tiefe von 60 bis 80 mm, auf der Oberwasserseite bis in eine Tiefe von etwa 35 bis 40 mm abgetragen. Ein weiterer Unterschied bestand darin, dass die freigelegte,

durch Lochfrass angegriffene Bewehrung nur auf der Unterwasserseite, nicht aber auf der Oberwasserseite sandgestrahlt wurde.

11.4.3.2 Messungen

Im März 1994, d.h. etwa 6 Jahre nach der Instandsetzung der Brücke, wurden an der Untersicht der Kragplatten Potentialpunktmessungen durchgeführt. Wegen des niedrigen Hohlkastens wurde der Bereich der Brückenmitte nicht untersucht. Mit dieser Untersuchung wurden mehrere Ziele verfolgt:

- a) Nullmessung nach der Sanierung 1988 als Basis für die weiteren periodischen Kontrollen (Umfang, Intervall).
- b) Beurteilung des Erfolges der Sanierung von 1988, Identifikation von Schwachstellen.
- c) Konsequenzen für ähnlich zu sanierende Brückenplatten.

Die Potentialmessung an der Untersicht der Kragplatten wurde mit einem mobilen Untersichtsgerät in zwei Arbeitstagen durchgeführt. In Querrichtung wurde das Potential in 6 Messlinien (ML A und B am Konsolkopf; ML C bis E an der Untersicht zwischen Konsolkopf und Steg; Abstand zwischen den ML B bis E: etwa 0.5 m) gemessen. In Längsrichtung wurden diese Messungen bei jedem Geländerpfosten (mittlerer Pfostenabstand: 1.33 m) wiederholt. Zusätzliche Messungen wurden im Bereich von Rissen, Schächten und Röhren der Abdichtungsentwässerung durchgeführt. Vor der Messung wurden alle Geländerpfosten numeriert.

Für die Messung wurde eine Kupfer/Kupfersulfat-Referenzelektrode (CSE) verwendet.

11.4.3.3 Visuelle Beobachtungen

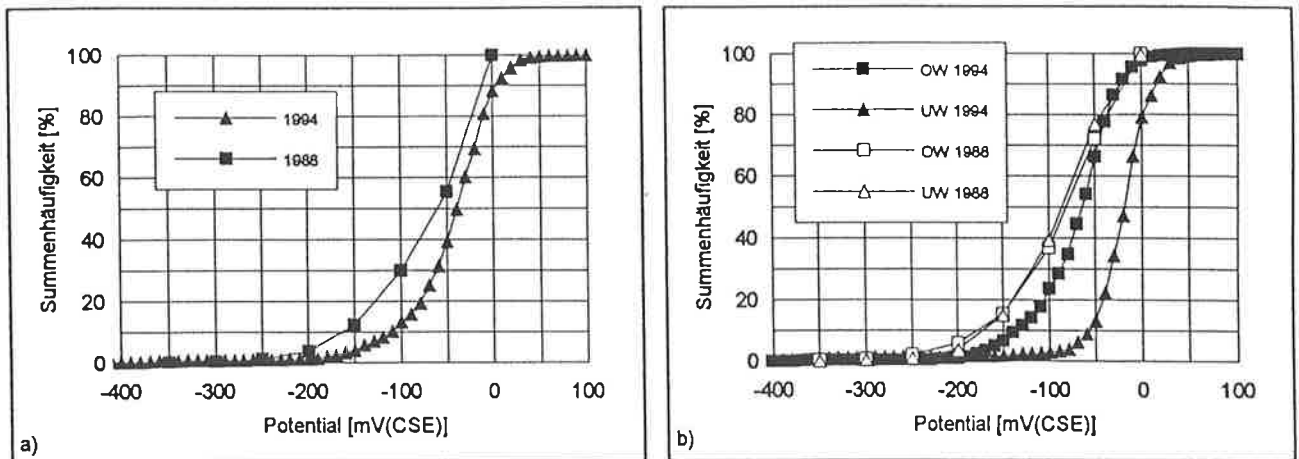
Während der Messung wurden folgende, visuelle Beobachtungen gemacht:

- a) **Risse** im Konsolkopf (vermutlich Schwindrisse). In einigen Fällen dehnen sich die Risse bis in die alte Kragplatte aus. Dies bedeutet, dass die Risse im neuen Konsolkopf teilweise auf die alte Kragplatte durchgeschlagen haben. In vielen Rissen sind Kalkablagerungen vorhanden. Die meisten Risse im Konsolkopf sind umlaufend, d.h. auch auf der Oberseite des Konsolkopfes festzustellen. Auf der Unterwasserseite beträgt der Abstand zwischen den Rissen etwa 2 bis 3 m, auf der Oberwasserseite etwa 2 m.
- b) An der unterwasserseitigen Fahrbahnplatte wurde beim östlichen Fahrbahnübergang (FÜ) ein **Längsriß** in der Nähe des Stegs gefunden.
- c) Die **Entwässerungsröhren** sind teilweise wasserführend. Teilweise wurden in den Röhren stärkere Kalkausscheidungen festgestellt. Im weiteren wurde bei einzelnen Röhren beobachtet, dass Wasser ausserhalb der Röhren durchsickert.
- d) An der oberwasserseitigen Untersicht wurden in der Nähe des westlichen FÜ **Rostflecken** beobachtet (Grenzbereich zu saniertem FÜ).

11.4.3.4 Resultate und Auswertung

Auffallend negative Potentiale wurden bei den oben erwähnten, visuell sichtbaren Schwachstellen und in den alten Korrosionsherden im Bereich des Randsteines (ML: D und E) der oberwasserseitigen Brücke festgestellt. Der Konsolkopf wies praktisch nur im Bereich von Rissen deutlich negative Potentiale auf. Im Bereich von Rissen lagen die Potentiale zwischen -150 und -300 mV_{CSE}. Die Werte bei den Schächten und Entwässerungsröhren waren etwa ähnlich (Ausnahme: Entwässerungsröhren bei Pfosten Nr. 100/ML D: -335 mV_{CSE}).

Die Häufigkeitsverteilung und die Summenhäufigkeit wurden für die ganze Brücke und für verschiedene Teilbereiche berechnet. In den **Bildern 107a,b** sind die Summenhäufigkeitskurven der Messungen von 1988 und 1994 miteinander verglichen. Aus den Bildern ist die durch die Sanierung bewirkte **positive Potentialverschiebung** klar ersichtlich. Sie ist auf der Unterwasserseite (grössere Abtragstiefe) ausgeprägter als auf der Oberwasserseite.

**Bild 107**

a) Summenhäufigkeitskurve der Potentialfeldmessung auf der Oberseite der Brückenplatte 1988 und der Punktmessung an der Unterseite der Kragplatten der Rheinbrücke Tamins 1994.

b) wie a): Vergleich der Ober- (OW) und Unterwasserseite (UW).

Beim Vergleich der Resultate der Potentialfeld- und Punktmessung muss berücksichtigt werden, dass die Kurve der Potentialfeldmessung von 1988 den Bereich der Brückenmitte (etwa 50% der Messwerte) miteinschliesst. Im Bereich der Brückenmitte waren kaum Korrosionsherde vorhanden. Die Potentiale in der Brückenmitte waren daher auch generell wesentlich positiver als jene der Kragplatten. Dazu kommt, dass während der Potentialfeldmessung 1988 trockenes und warmes Wetter herrschte und auf der Brückenplatte keine Abdichtung und kein Belag vorhanden waren. Unter diesen Bedingungen dürfte die Betonfeuchtigkeit der Brückenplatte vermutlich deutlich geringer gewesen sein als bei der Punktmessung 1994 an der Unterseite (Brückenplatte mit neuer Platte, Abdichtung und neuem Belag). Deshalb können wir davon ausgehen, dass die 1988-Kurven um mindestens 50 bis 100 mV zu hoch liegen.

Während 1988 die Summenhäufigkeitskurve der Oberwasserseite bei Potentialen > -150 mV im Vergleich zur Unterwasserseite zu positiveren Werten hin verschoben war, waren die Verhältnisse 1994 umgekehrt (Bild 107b). Aus den Summenhäufigkeitskurven im Wahrscheinlichkeitsnetz wurden die Potentialgrenzwerte $U(K)$, $U(\dot{U})$ und $U(P)$ ermittelt. Die Werte liegen bei der Punktmessung 1994 um bis zu 50 mV negativer als bei der Potentialfeldmessung 1988 (Einfluss der Betonfeuchtigkeit).

In der **Tabelle 25** (nächste Seiten) sind die kritischen Potentiale mit einer Korrosionswahrscheinlichkeit $>0\%$, $>50\%$ und 100% ausgezeichnet. Dabei wurde folgende Zuordnung gemacht:

$U \leq U(K) = -350 \text{ mV}_{\text{CSE}}$	Korrosionswahrscheinlichkeit 100%
$U \leq U(\dot{U}) = -230 \text{ mV}_{\text{CSE}}$	Korrosionswahrscheinlichkeit $>50\%$
$U \leq U(P) = -120 \text{ mV}_{\text{CSE}}$	Korrosionswahrscheinlichkeit $>0\%$.

Aus der Tabelle 25 ist des weiteren ersichtlich:

- in welchen Bereichen der Beton nicht abgetragen wurde.
- ob die Bewehrung in den Korrosionsherden Lochfrass aufwies und Bewehrungsstähle herausgeschnitten wurden.
- wo Risse im Konsolkopf vorhanden sind. Risse zwischen zwei Pfosten sind mit (Ri), Risse im Bereich eines Pfosten hingegen in der entsprechenden Kolonne als Ri vermerkt.

Der Potentialgrenzwert für eine Korrosionswahrscheinlichkeit von 100% liegt beim Konsolkopf bei etwa $-190 \text{ mV}_{\text{CSE}}$ und damit wesentlich positiver als bei den Kragplatten ($-350 \text{ mV}_{\text{CSE}}$). Dies ist darauf zurückzuführen, dass sich die Korrosion in den Rissen auf einen sehr kleinen Teil der Bewehrung konzentriert. Kleine Anoden und grosse Kathoden führen tendenziell zu positiveren Potentialen an der Anode (s. Kap. 8.4.7 und Bilder 62 und 63).

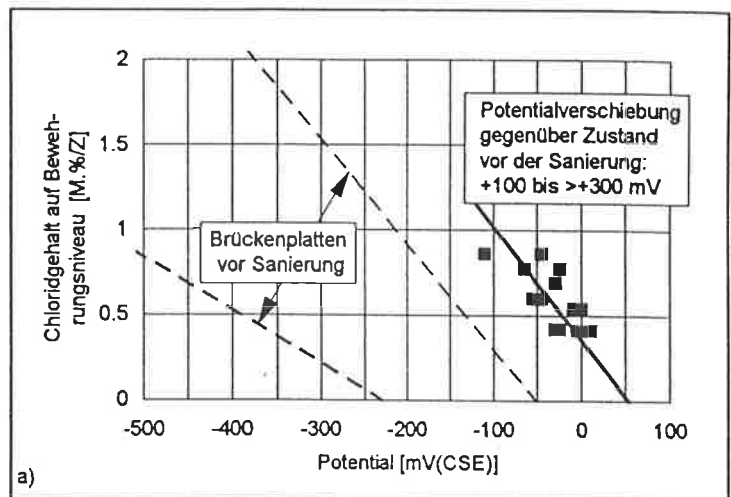
Tabelle 25: Potentialwerte der Rheinbrücke Tamins in mV(CSE)

Oberwasserseite																	Unterwasserseite																
FU Seite Tamins																																	
1)	2)	Pf. Nr.	3)	A	B	C	D	E	F	F	E	D	C	B	A	3)	Pf. Nr.	2)	1)														
	0.0	FÜ		-220	-125	-45	-60	5	-10	10	35	85	-30	-55	-195		FÜ	0.0															
	L 1.0	319		-100	-80	-130			-225	-15			-140	-40	-125		121	0.5	L,B														
	L 2.3	318		-70	-50	-100	-190	-150	-70	-35	-35	-10	-60	-60	-60		120	1.8	L,B														
	L,B 3.6	317		-95	-45	-115	-155	-130	-70	20	0	-20	-50	-40	-40		119	3.2	L,B														
	L,B 5.0	316		-35	-60	-100	-80	-60	-10	-5	20	-25	-20	-30	-70	(Ri)	118	4.5	L,B														
	L,B 6.3	316		-40	-40	-70	-65	-55	-50	0	-5	0	-5	-30	-35		117	5.8	L,B														
	L,B 7.6	314	(Ri)	-55	-35	-85	-110	-140	-120	30	-20	-20	-30	-55	-10		116	7.2	L,B														
	L,B 9.0	313		-45	-70	-80	-140	-160	-165	15	-5	0	-25	-50	-65		115	8.5	L,B														
	L,B 10.3	312		-50	-10	-95	-105	-125	-60	-15	-15	-75	-40	-35	-35		114	9.8	L,B														
	L,B 11.6	311		-70	-65	-90	-145	-135	-90	-25	-30	-25	-35	-80	-50		113	11.2	L,B														
	L,B 13.0	310		-35	-65	-70	-110	-100	-50	-20	-15	-20	-40	-65	-60		112	12.5	L,B														
	L,B 14.3	309		-35	-95	-70	-70	-90	-50	-40	-30	-40	-45	-45	-75		111	13.8	L,B														
	L,B 15.6	308	Ri				-50	-90	-90	-50	-15	-30	-40	-45	-75	-80	110	15.1	L,B														
	L,B 17.0	307		-75	-45	-60	-100	-55	-30	-20	-10	-35	-40	-50	-55		109	16.5	L,B														
	L,B 18.3	306		-50	-10	-50	-55	-75	-45	-45	-40	-70	-70	-75	-80		108	17.8	L,B														
	L 19.6	305		-15	-35	-80	-135	-140	-70	-30	-25	-40	-50	-105	-95	(Ri)	107	19.1	L,B														
	L 21.0	304		-120	-70	-80	-95	-100	-65	-5	-30	-45	-70	-80	-65		106	20.5	L,B														
	L,B 22.3	303	(Ri)	-85	-55	-60	-180/s	-100	-60	-15	-35	-50	-70	-185	-80	Ri	105	21.8	L,B														
	L,B 23.6	302		-85	-70	-50	-85	-55	-45	5	-40	-40	-45	-85	-65		104	23.1	L,B														
	L,B 25.0	301		-100	-100	-60	-80	-110	-110	20	-25	-45	-65	-70	-55	(Ri)	103	24.5	L,B														
	L,B 26.3	300		-40	-45	-65	-120	-100	-80	-20	-15	-15	-30	-50	-40		102	25.8	L,B														
	L,B 27.6	299		-40	-40	-125	-195	-220	-140	0	-25	-40	-50	-60	-35	(Ri)	101	27.1	L,B														
	L,B 29.0	298		-60	-50	-80	-160	-185	-115	-15	-115		-50	-95	-90		100	28.4	L,B														
	L,B 30.3	297	(Ri)	-35	-35	-70	-100	-115	-20	-40	-70	-70	-65	-100	-85		99	29.8	L,B														
	L,B 31.6	296		-80	-35	-100	-165	-195	-100	5	-10	-15	-20	-40	-60		98	31.1	L,B														
	L,B 33.0	296		-70	-10	-80	-170	-170	-70	0	-30	-20	-25	-120	-70	Ri	97	32.4	L,B														
	L,B 34.3	294	Ri	-105	-40	-50	-20	-75	-75	-45	-110	-45	-30	-35	-50		96	33.8															
	L,B 35.6	293	Ri	-160	-55	-40	-40	-5	-5	25	-65	-50	-40	-35	-40		96	35.1															
	L,B 37.0	292	(Ri)	-120	-30	-45	-120	-50	-10	0	-40	-35	-40	-55	-65		94	36.4	L,B														
	L,B 38.3	291		-95	-55	-50	-60	-40	-40	-10	-10	-20	-30	-60	-55		93	37.8	L,B														
	L,B 39.6	290	(Ri)	-150	-80	-50	-60	-25	0	10	-40	-45	-30	-75	-75		92	39.1	L,B														
	L,B 41.0	289		-80	-75	-55	-30	-15	-25	-5	-40	-90	-50	-70	-70		91	40.4															
	L,B 42.3	288		-105	-85	-40	-50	-40	0	20	-30	-50	-50	-50	-70		90	41.7															
	L,B 43.6	287	(Ri)	-65	-40	-40	-115	-100	-60	30	-10	-20	-50	-60	-45		89	43.1	L,B														
	L,B 45.0	286		-115	-50	-100	-115	-140	-70	-15	-5	-15	40	-70	-60		88	44.4	L,B														
	L,B 46.3	286		-185	-220	-50	-60	-60	5	-5	-40	-10	-40	-50	-65	(Ri)	87	45.7															
	L,B 47.6	284		-60	-50	-60	-70	-85	-55	-15	-65	-25	-45	-70	-70		86	47.1															
	L,B 49.0	283	Ri	-190	-80	-40	-85	-50	-25	30	-15	-5	-5	-45	-30	(Ri)	85	48.4	L,B														
	L,B 50.3	282		-145	-45	-70	-40	-40	-20	15	-15	-40	-35	-65	-70		84	49.7	L,B														
	L,B 51.6	281	(Ri)	-180	-80	-45	-100	-80	-20	20	-15	-35	-25	-90	-30	(Ri)	83	51.1	L,B														
	L,B 53.0	280		-55	-45	-40	-65	-25	-25	-15	-75	-65	-35	-60	-65		82	52.4															
	L,B 54.3	279		-100	-70	-35	-55	-35	10	20	-20	-35	-5	-70	-50	(Ri)	81	53.7															
	L,B 55.6	278	(Ri)	-80	-60	-70	-105	-65	35	10	-30	-20	-15	-100	-50		80	55.0	L,B														
	L,B 57.0	277	Ri	-210	-100	-60	-70	-80	-30	50	-10	-25	-15	-65	-80		79	56.4															
	L,B 58.3	276	Ri		-200	-60	-60	-30	-10	40	-30	-40	-15	-40	-125	(Ri)	78	57.7															
	L 59.6	275		-90	-60	-30	-55	-45	10	-10	-20	0	0	-45	-45		77	59.0															
	L,B 61.0	274	Ri	-225	-80	-60	-140	-145	-70	60	-5	-10	-5	-40	-45		76	60.4	L,B														
	L,B 62.3	273	Ri	-185		-85	-150	-180	-165	-10	-10	-10	10	-40	-65	(Ri)	75	61.7	L,B														
	L,B 63.6	272		-105	-20	-40	-60	-75	-20	-15	-5	-20	-15	-60	-75	(Ri)	74	63.0															
	L,B 65.0	271		-130	-80	-35	-55	-45	-15	15	-25	-35	-30	-50	-60		73	64.3															
	L,B 66.3	270	(Ri)	-110	-80	-85	-70	-135	-25	30	-50	-65	-30	-35	-50		72	65.7															
	67.7	269		-85	-90	-35	-150	-95	-10	5	-35	-35	-10	-25	-40		71	67.0															
	69.0	268	(Ri)	-60	-30	-40	-45	-75	-35	15	-10	-140/Æ	-5	-30	-55		70	68.3															
	L 70.3	267		-40	-30	-40	-70	-60	-35	-10	-10	-15	-10	-40	-50		69	69.7															
	71.7	266	Ri	-200	-65	-80	-100	-145	-100	5	-20	-10	-5	-40	-105		68	71.0															
	73.0	266	(Ri)	-65	-25	-35	-115	-140	-85	30	25	10	-10	-50	-140		67	72.3															
	L,B 74.3	264	Ri	-150	-55	-50	-30	-60	-50	-20	-60	-45	-25	-25	-50		66	73.7															
	L,B 75.7	263	(Ri)	-190	-85	-50	-60	-90	-25	-15	-30	-30	-20	-30	-25		65	75.0															
	L,B 77.0	262		-175	-40	-55	-75	-85	-45	10	-5	-15	-20	-35	-40		64	76.3															

Tabelle 25: Fortsetzung																				
Oberwasserseite															Unterwasserseite					
1)	2)	Pf. Nr.	3)	A	B	C	D	E	F	F	E	D	C	B	A	3)	Pf. Nr.	2)	1)	
L,B	78.3	261	(Ri)	-85	-55	-45	-45	-75	-30	-30	-40	-55	-15	-30	-85		63	77.6		
L	79.7	260		-80	-40	-70	-130	-170	-35	-20	-30	-25	-20	-200	-135	Ri	62	79.0		
L	81.0	259	(Ri)	-85	-20	-25	-45	-20	5	-10	0	-10	15	-40	-115		61	80.3		
L	82.3	258		-135	-60	-35	-65	-75	-25	20	-130/E	-40	-25	-65	-125		60	81.6		
L	83.7	257	(Ri)	-165	-45	-75	-160	-155	-80	25	15	-15	0	-10	-75		59	83.0		
L	85.0	256		-75	-30	-60	-100	-100	-45	-10	5	0	10	-35	-105		58	84.3		
L,B	86.3	255		-45	-25	-35	-55	-15	-5	-10	-40	-25	-45	-50	-70		57	85.6		
L,B	87.7	254	(Ri)	-40	-20	-35	-35	-35	-5	25	25	5	-10	-15	-60		56	87.0		
L	89.0	253		-110	-20	-15	-30	-20	5	20	0	-15	-15	-35	-55		55	88.3		
L	90.3	252	(Ri)	-50	-55	-50	-100	-125	-35	-10	-25	-5	15	-50	-110		54	89.6		
L,B	91.7	251	(Ri)	-155	-65	-55	-85	-65	-45	10	-5	-10	5	-85	-65		53	90.9		
L,B	93.0	250		-145	-70	-30	-30	-20	50	10	-15	-25	-20	-100	-120		52	92.3		
L,B	94.3	249	Ri				-60	-90	-90	-20	40	0	-35	-30	-60	-140	(Ri)	51	93.6	
L,B	95.7	248		-95	-75	-75	-90	-75	-10	30	-10	-5	-10	-50	-35		50	94.9		
L,B	97.0	247	(Ri)	-135	-35	-45	-90	-100	-55	30	35	-5	5	-60	-15		49	96.3		
L,B	98.3	246		-95	-15	-15	-35	-35	-15	20	10	20	15	-45	-50		48	97.6		
L,B	99.7	245		-30	-40	-30	-50	-40	0	55	20	10	15	-20	-35	(Ri)	47	98.9		
L,B	101.0	244	(Ri)	-60	-50	-40	-70	-140	-75	40	5	-15	-5	5	-130		46	100.3		
L,B	102.3	243		-100	-30	-30	-60	-65	-35	80	0	5	-5	-20	15		45	101.6		
L,B	103.7	242		-125	-30	-25	-45	-50	-55	10	-35	-30	-5	-20	-30		44	102.9		
L,B	105.0	241	(Ri)	-175	-25	-40	-60	-85	-50	-10	-80	-60	-20	-20	-60		43	104.3		
L,B	106.3	240		-50	-40	-55	-110	-135	-35	40	5	-15	0	-25	-25		42	105.6		
L,B	107.7	239		-180	-40	-70	-145	-180	-95	30	-15	0	10	-60	-80		41	106.9		
L,B	109.0	238	Ri	-200	-195	-45	-100	-105	-60	20	10	-10	-25	-60	-60		40	108.2		
	110.3	237		-160	-60	-25	-35	-10	-15	30	10	-40	-5	-20	-40		39	109.6		
	111.7	236		-110	-20	-40	-45	-50	-20	50	-5	10	-20	-5	-35		38	110.9		
L	113.0	235		-130	-35	-45	-70	-65	-30	0	-10	-15	-20	-40	-40		37	112.2	L	
L,B	114.3	234		-35	-55	-45	-100	-120	-60	-5	-15	-10	-10	-20	-15		36	113.6	L	
L,B	115.7	233		-65	-30	-55	-85	-105	-30	5	20	-5	-10	-200	-40	Ri	35	114.9		
	117.0	232	(Ri)	-50	-30	-10	-40	-40	-25	15	-35	-10	-20	-30	-20		34	116.2		
	118.3	231		-30	-50	-20	-50	-30	30	20	-40	-25	-10	-130	-40		33	117.6		
	119.7	230		-40	-60	-45	-35	-10	15	5	-10	-60	-5	-40	15		32	118.9		
	121.0	229	Ri	-150	-195	-20	-30	-25	10	25	-10	-20	-15	-30	-70		31	120.2	L,B	
L,B	122.3	228		-50	-35	-55	-85	-60	-35	30	-15	0	-20	-20	-55		30	121.5	L,B	
L,B	123.7	227	(Ri)	-105	-40	-55	-70	-45	-10	20	-20	-20	-10	-50	-20		29	122.9		
L,B	125.0	226		-15	-45	-65	-180/E	-120	-15	25	5	0	20	-15	-30		28	124.2		
L,B	126.3	225		-40	10	-40	-60	-45	-10	30	-15	-10	-10	-20	-30		27	125.5		
L,B	127.7	224		-20	-50	-40	-70	-90	-5	30	-60	-20	-35	-75	30		26	126.9		
L,B	129.0	223		-40	-65	-45	-90	-55	-5	-20	-100	-45	-30	-40	-125		25	128.2		
L,B	130.3	222		-95	-60	-50	-90	-75	-45	30	-5	0	0	-30	-25		24	129.5		
	131.7	221	(Ri)	-70	-60	-60	-95	-90	-30	25	-30	-10	-15	-5	-40		23	130.9		
	133.0	220	(Ri)	-70	-75	-50	-60	-50	-45	0	-20	-20	-10	-30	-60		22	132.2	L,B	
L	134.4	219		-175	-65	-75	-125	-140	-45	10	-15	0	-5	15	-30		21	133.5		
	135.7	218	(Ri)	-25	-15	-70	-80	-75	-30	50	15	-30	20	-55	-70	(Ri)	20	134.8	L,B	
L,B	137.0	217		40	-20	-75	-130	-125	-60	0	-10	-20	10	-30	-65		19	136.2	L,B	
L,B	138.4	216		-60	-35	-105	-150	-150	-80	0	-5	-15	-20	-25	-15		18	137.5	L,B	
L,B	139.7	215		-110	-45	-55	-35	-50	-30	-30	-35	-40	-35	-40	-10		17	138.8	L,B	
L,B	141.0	214		-40	-85	-85	-170	-125	-50	-10	-30	-30	-20	-35	-50		16	140.2		
L,B	142.4	213		-205	-85	-85	-165	-170	-80	20	10	0	-15	-25	-55		15	141.5	L,B	
	143.7	212		-75	-70	-45	-75	-50	-5	5	-55	-45	-50	-45	-50		14	142.8		
L,B	145.0	211		-130	-40	-80	-160	-65	-35	0	-35	-35	-35	-20	-85		13	144.2		
	146.4	210		-135	-60	-100	-135	-105	-60	15	-15	-50	-50	-35	-10		12	145.5	L,B	
L,B	147.7	209		-135	-70	-65	-90	-130	-125	0	-35	-50	-45	-40	-20		11	146.8		
L,B	149.0	208		-165	-60	-55	-110	-140	-55	-10	-20	0	-30	-40	-60		10	148.1	L,B	
L,B	150.4	207	(Ri)	-120	-50	-50	-50	-50	-40	-25	-5	-50	-50	-80	-55		9	149.5	L,B	
	151.7	206		-95	-55	-45	-50	-30	-60	-10	-30	-40	-15	-35	-45		8	150.8		
L,B	153.0	205	(Ri)	-105	-30	-50	-110	-60	-50	-10	-20	-30	-75	-15	-25		7	152.1	L,B	
L,B	154.4	204		-150	-80	-90	-110	-105	-95	5	-15	15	-45	-40	-55		6	153.5	L,B	
L,B	155.7	203	Ri	-170	-35	-45	-115	-135	-50	-35	-90	-65	-50	-40	-40		5	154.8	L	
L,B	157.0	202		-120	-40	-70	-70	-45	-70	30	-60	-45	-30	-50	-55		4	156.1	L,B	
	158.4	201		-50	-50	-75	-85	-115	-95	-30	-30	-35	-20	-35	-35		3	157.5	L,B	
	159.4	FÜ		-130	-100	-40	-115	-70	-70	-85	-50	-75	-75	-50	-35		2	158.8		
										-20				-85	-80	-70		1	160.1	
														-155	-40	-195		FÜ	160.7	

11.4.3.5 Korrelation zwischen Chloridgehalt und Potential

Bild 108a zeigt die Grenzlinien des Zusammenhanges zwischen Chloridgehalt und Potential für Brückenplatten aus Bild 32. Dieses Bild enthält auch die Werte für den heutigen Zustand der Rheinbrücke Tamins, wobei die Werte für den Chloridgehalt von den 1988 entnommenen und analysierten Bohrkernen aus nicht sanierten Bereichen und die Potentialwerte von der Messung 1994 stammen. Die Lage der Bohrkerns und der Potentialmesspunkte sind kaum ganz identisch. Deshalb wurde einem Chloridgehalt das Potential der zwei nächstliegenden Messpunkte zugeordnet. Diese Ungenauigkeit dürfte aber ohne Belang sein. Die gegenüber nicht sanierten Brückenplatten positive Potentialverschiebung ist gut erkennbar.



Noch klarer ist dies aus Bild 108b ersichtlich. In diesem Bild sind, soweit dies möglich war, die Daten der Messung von 1988 mit jenen der Messung von 1994 verglichen. Allerdings muss, wie bereits erwähnt wurde, bei den Ergebnissen von 1988 berücksichtigt werden, dass die Betonfeuchtigkeit vor dem Entfernen des Belags und der Abdichtung wesentlich höher war als während der Potentialfeldmessung. Man kann deshalb annehmen, dass die Gerade für den ursprünglichen Zustand, d.h. Brückenplatte mit Abdichtung und Belag vor der Sanierung, weniger steil und bei negativeren Potentialen lag. Aus Bild 108b geht hervor, dass die durch die Sanierung von 1988 bewirkte Potentialverschiebung vom Ausgangszustand (Potential, Chloridgehalt, Zustand Bewehrung) abhängig ist: je negativer das Potential und je höher der Chloridgehalt vor der Sanierung waren, desto stärker ist die Potentialverschiebung nach der Sanierung. Das Ergebnis in Bild 108b deckt sich grundsätzlich mit jenem in Bild 107 und mit Resultaten aus Feld- und Laboruntersuchungen (s. Bilder 32 und 61a). So lag 1988 der Chloridgehalt bei Potentialen < -150 bis -200 mV_{CSE} zwischen etwa 0.7 und 1.0 M.%/Z. Bei diesen Chloridgehalten wurden 1994 etwa 100 mV positivere Potentiale, d.h. Werte zwischen -50 und -100 mV_{CSE}, gemessen. Die Ursache hierfür ist die geringere Betonfeuchtigkeit der Fahrbahnplatte nach dem Aufbringen der neuen Abdichtung und des neuen Belags. Die tiefere Betonfeuchtigkeit nach der Sanierung bewirkte in chloridverseuchten Bereichen eine stärkere positive Potentialverschiebung als in chloridfreien Bereichen. Da die Korrosionsgeschwindigkeit mit steigendem Potential oder mit sinkender Betonfeuchtigkeit abnimmt, liegt der kritische Chloridgehalt heute mit etwa 0.8 bis 1.2 M.%/Z wesentlich über dem kritischen Wert vor der Sanierung von 1988 (etwa 0.4 M.%/Z bei einer Überdeckung von 20 mm).

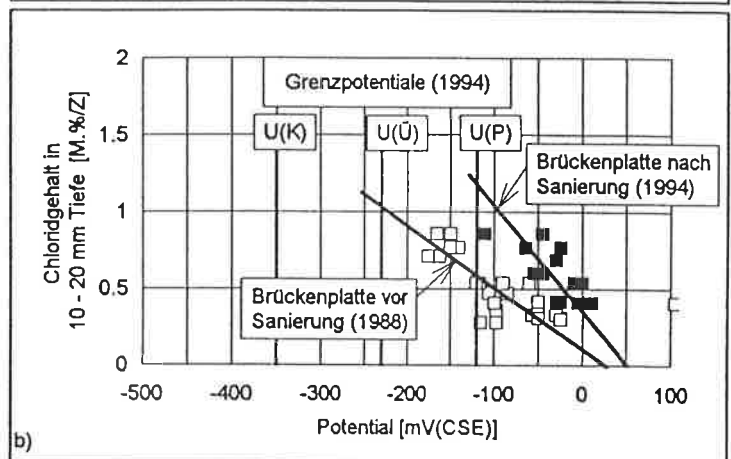


Bild 108

a) Zusammenhang zwischen Chloridgehalt auf Bewehrungsniveau und Potential bei nicht sanierten Brückenplatten (Grenzlinien aus Bild 32) und der Rheinbrücke Tamins nach der Sanierung (1994). Die Chloridwerte stammen aus 1988 nicht sanierten Bereichen (Tiefe: 10 - 20 mm).

b) Zusammenhang zwischen Chloridgehalt (Tiefe: 10 - 20 mm) und Potential aus der Untersuchung von 1988 (Potentialfeldmessung, sanierte und nicht sanierte Bereiche) und von 1994 (Punktmessung an der Untersicht, nicht sanierte Bereiche).

11.4.3.6 Zusammenfassung und Empfehlungen

Die Potentialmessung an der Untersicht der Rheinbrücke Tamins hat gezeigt, dass die Dauerhaftigkeit von Brückenplatten mit einem gezielten Vorgehen wiederhergestellt werden kann, selbst dann, wenn grosse und intensive Korrosionsherde vorhanden sind. Auffallend negative Potentialwerte mit einer Korrosionswahrscheinlichkeit $>0\%$ wurden bei der Rheinbrücke Tamins 1994 nur noch

- a) bei (visuell sichtbaren) Schwachstellen, d.h. bei Schächten der Brückenentwässerung, bei Entwässerungsröhrchen der Abdichtungsentwässerung und bei Rissen und
- b) in alten Korrosionsherden (zur Hauptsache im Bereich des Randsteines der oberwasserseitigen Brücke)

gefunden (Tabelle 25). Abgesehen von den erwähnten Schwachstellen und den Rissen im Konsolkopf ist die Brückenplatte heute in einem guten Zustand. Intensivere oder grössere Korrosionsherde sind keine vorhanden. Die Korrosionsgeschwindigkeit in den Bereichen der Kragplatten mit einer Korrosionswahrscheinlichkeit $>0\%$ ist z.Z. gering. Dieser günstige Befund ist direkt auf den Ausbruch des stark chloridverseuchten Betons im Rahmen der Sanierung und auf die tiefere Betonfeuchtigkeit nach dem Aufbringen der neuen Abdichtung und des neuen Belags zurückzuführen. Abzuklären ist die Ursache des Risses beim östlichen FÜ auf der Unterwasserseite. Um die weitere Entwicklung des Zustandes der Brückenplatte zu verfolgen, sollte die **Potentialmessung in 10 Jahren** wiederholt werden.

Bezüglich der **Risse im Konsolkopf** sollten weitere Abklärungen erfolgen. Dabei sind verschiedene Möglichkeiten im Rahmen einer Kosten/Nutzen-Analyse zu betrachten z.B.:

- a) Nulllösung (Konsolkopf ist ein Verschleissteil; viele Risse werden versintem; abwarten und in 5 bis 10 Jahren erneut untersuchen und beurteilen).
- b) Injektion von grösseren Rissen mit Rissbreiten >0.1 mm und hydrophobieren der Oberfläche im Rissbereich; Hydrophobieren der Oberfläche im Bereich der kleineren Risse mit Rissbreiten <0.1 mm. Die Breite des zu hydrophobierenden Streifens über einem Riss könnte etwa ± 0.2 bis ± 0.3 m betragen.
- c) Lokales Beschichten der Risse (ästhetisches Problem).
- d) Vollflächiges Beschichten des Konsolkopfes (Problem: Beschichtung muss periodisch erneuert werden).

11.4.3.7 Allgemeine Folgerungen für die Instandsetzung von Brückenplatten

Aus den Ergebnissen der Untersuchung einige Jahre nach der gezielten Sanierung der Korrosionsherde der Brückenplatte der Rheinbrücke Tamins, der bisher einzigen umfangreichen Untersuchung dieser Art, lassen sich einige wichtige Schlussfolgerungen für die Sanierung anderer Brücken ziehen:

- 1) Die **Dauerhaftigkeit** von Brückenplatten **kann** mit einem gezielten Vorgehen auch dann **wiederhergestellt** werden, wenn grosse und intensive Korrosionsherde vorhanden sind.
- 2) Der **korrosionsrelevante, tolerierbare Restchloridgehalt** liegt bei Brückenplatten **nach** einer Sanierung um etwa den Faktor zwei höher (etwa 0.8 M.%/Z) als der die Korrosion auslösende Wert **vor** einer Sanierung (etwa 0.4 M.%/Z).
- 3) **Abtrag des chloridverseuchten Betons:**
Liegt der kritische Chloridgehalt **nach** der Sanierung **vor der Bewehrung**, ist ein Betonabtrag aus korrosionstechnischer Sicht nicht erforderlich, sofern der Querschnittsverlust an der Bewehrung gering oder tolerierbar ist.

Liegt der kritische Chloridgehalt **nach** der Sanierung im Bereich oder **hinter der Bewehrung**, muss das Ziel des Betonabtrages sein, den Beton bis auf den kritischen Wert **nach** (und nicht vor) der Sanierung abzutragen, sofern der Querschnittsverlust an der Bewehrung gering oder tolerierbar ist. Dabei sollte der Beton bis 10 mm hinter die Bewehrungsstähe abgetragen werden. Liegt der kritische Chloridgehalt **nach** der Sanierung **deutlich hinter der Bewehrung** (z.B. bei hoch chloridverseuchtem Beton, schlechter Betonqualität oder geringer Überdeckung) sollte wegen der Rückdiffusion der Chloridionen der Beton bis 20 mm hinter die Bewehrungsstähe abgetragen werden (vgl. dazu die Resultate von Laboruntersuchungen in [184]).

Die genannten Vorgaben bedeuten, dass das Ausmass des Betonabtrages in vielen Fällen deutlich reduziert werden könnte. Dabei muss man sich im Klaren darüber sein, dass bei einem erneuten Eindringen von Wasser der **Korrosionsvorgang ohne Initiierungsphase**, d.h. ohne Verzögerung wieder in Gang kommt. Dies erfordert eine **verstärkte Überwachung**.

- 4) Falls der **Querschnittsverlust an der Bewehrung gross und nicht tolerierbar** ist, müssen die Bewehrungsstähe unabhängig vom kritischen Chloridgehalt nach der Sanierung freigelegt und ersetzt werden.
- 5) Um die unter 3) und 4) genannten Vorgaben an einer zu sanierenden Brückenplatte mit der erforderlichen Genauigkeit umzusetzen, d.h. das genaue **Ausmass des Betonabtrages** festzulegen, müssten vor dem Betonabtrag neben der Potentialfeldmessung viele kleine Sondierungen und viele Chloridanalysen durchgeführt werden. Dies ist innert nützlicher Frist in der Regel nicht realisierbar.

Die vorhandenen Erkenntnisse lassen den Schluss zu, dass mit den Resultaten der **Zustandsuntersuchung** (Potentialmessung an der Untersicht und einigen Chloridanalysen) und der **Potentialfeldmessung** nach dem Entfernen des Belags und der Abdichtung die Betonabtragsflächen ausreichend genau bestimmt werden können. Vereinfacht können folgende Bedingungen als Richtschnur für mehrere m² **grosse Korrosionsherde** betrachtet werden:

- a) Potential $U \leq U(\ddot{U})$: Betonabtrag bis 10 mm hinter die Bewehrung
- b) Potential $U \leq U(K)$: Betonabtrag bis 20 mm hinter die Bewehrung.

Bei **kleinen und isolierten Korrosionsherden** kann generell gemäss Bedingung a) verfahren werden. Das beschriebene Vorgehen sollte auch Gewähr dafür bieten, dass die Bereiche mit grösseren Querschnittsverlusten an der Bewehrung erfasst werden.

Es ist eine wichtige Aufgabe der nächsten Jahre, den Sanierungserfolg bei Brücken zu überprüfen, welche unter Einhaltung der oben genannten Bedingungen saniert wurden. Eventuell könnten diese Bedingungen weiter gelockert werden.

- 6) Der **Erfolg einer Sanierung** kann nur beurteilt werden, wenn eine ausreichende Zahl von Chloridanalysen und die Resultate der Potentialmessung vom ursprünglichen Zustand vorliegen. Lage und Zahl der Chloridanalysen (vor oder während der Sanierung durchgeführt) sind deshalb nicht nur im Hinblick auf die durchzuführende Sanierung, sondern auch im Hinblick auf die spätere Erfolgskontrolle festzulegen.
- 7) Es hat sich bei der Rheinbrücke Tamins erneut gezeigt, dass es sehr schwierig ist, alle **Einlauffassen** der Abdichtungsentwässerung und die **Einlaufschächte** der Brückenentwässerung dicht zu versetzen und anzuschliessen. Hier sind weitere Verbesserungen erforderlich (konstruktive Details, Qualitätssicherung). Erfreulich ist demgegenüber die Tatsache, dass die Sanierung des Bereichs der **Fahrbahnübergänge** erfolgreich war und, dass die Abdichtung (entlang Konsolkopf und Randstein) dicht ist. Hier sind gegenüber älteren Sanierungen offensichtlich wesentliche Fortschritte erzielt worden.
- 8) Die Untersuchungen haben gezeigt, dass beim Anbetonieren eines **neuen Konsolkopfes an eine bestehende Kragplatte mit Schwindrissen**, welche längerfristig die Funktion und Dauerhaftigkeit zumindest dieses Bauteils gefährden, zu rechnen ist. Es ist von der grundsätzlichen Haltung abhängig, ob man den Konsolkopf als Verschleissstück betrachtet und ein erneuter Ersatz hinnimmt oder nicht. Man darf dabei aber nicht vergessen, dass
 - a) die Korrosion in den Rissen wegen des ausgeprägten Makroelementes meist intensiver ist als im chloridhaltigen, aber ungerissenen Beton. Eine vergleichende Betrachtung mit der Dauerhaftigkeit von älteren, ungerissenen Konsolköpfen ist nur beschränkt möglich, da die Initiierungsphase für die Korrosion im Rissbereich vermutlich nur sehr kurz ist.
 - b) die Korrosion im Rissbereich sich nicht nur auf die äusserste Bewehrungslage (Bügelbewehrung) beschränkt, sondern bei grösseren Rissöffnungen (Trennrissen) durchaus auch die (tragende) Längsbewehrung erfassen kann.

Diese Aspekte sind bei der Beurteilung der Dauerhaftigkeit (Nutzungszeit), Funktionstauglichkeit (Tragfähigkeit) und Wirtschaftlichkeit (Zyklus der Erneuerung) zu berücksichtigen. Es ist zu überlegen, ob und mit welchen Massnahmen (z.B. Einsatz nichtrostender Bewehrung, teilweises oder vollflächiges Beschichten der Betonoberfläche nach dem Abklingen des Schwindens, Injektion und Hydrophobierung von vorhandenen Rissen) die Wirtschaftlichkeit verbessert werden könnte.

Bei **neuen Brücken** könnte der Einsatz von nichtrostenden Stählen für die äusserste Bewehrungslage zusammen mit einem dichten Beton ($W/Z < 0.5$) und einer ausreichenden Überdeckung (≥ 40 mm) zu dauerhaften Konsolköpfen führen.

11.5 Punktmessung an der Stahlbetonfassade eines Getreidesilos

11.5.1 Durchführung der Messung

Die 1990 untersuchte Fassade eines Getreidesilos aus Stahlbeton mit insgesamt 88 Zellen (Baujahr: 1975) hat einen rechteckigen Grundriss von etwa 22 x 30 m und ist etwa 55 m hoch. Es wurde mittels Gleitschalung betoniert. Anlass zu dieser Untersuchung gaben die lokale Vernässung des Getreides im Bereich von Rissen in den Aussenwänden und die Frage nach dem Korrosionsrisiko infolge Karbonatisierung des Betons.

Mittels eines an der Dachumrandung montierten Fassadenliftes wurde die Fassade entlang von 14 Bahnen (Breite: 2 bis 2.2 m) untersucht. Wegen Vordächern und Anbauten konnte einige Bahnen nicht über die ganze Höhe des Silos abgefahren werden. Pro Bahn wurden auf drei vertikalen Messlinien (horizontaler Abstand zwischen den Messlinien: 1.0 bis 1.2 m) alle 1.0 m das Potential (total über 2000 Messpunkte) und mindestens alle 2.0 m die Überdeckung der Bewehrung mittels Überdeckungsmessgerät (total über 1000 Messpunkte) bestimmt. Bei der Überdeckungsmessung wurden nicht überdeckte Bindedrähte oder vereinzelte nicht überdeckte Bewehrungsstähle nicht berücksichtigt. Beim Abfahren der einzelnen Bahnen wurde die Betonoberfläche mit einem leichten Hammer kontinuierlich abgeklopft. Die auf die vorstehend beschriebene Art untersuchte Fläche betrug in etwa 30% der gesamten der Witterung ausgesetzten Fassadenoberfläche des Silos. Sehr zeitraubend bei der Untersuchung war das Umsetzen des Fassadenliftes. Es beanspruchte etwa ähnlich viel Zeit wie die Messungen.

Nach der Durchführung der Messungen wurden auf der Westseite insgesamt 10 Bohrkern aus zwei Gleitstufen (Nr. 3 und 4) und zwar nördlich und südlich einer Dilatationsfuge für die Bestimmung der Festigkeit, Porosität und Karbonatisierungstiefe entnommen.

11.5.2 Resultate

Zusammenfassend können zunächst folgende Feststellungen gemacht werden:

- Weder die visuelle Begutachtung noch das Abklopfen der Oberfläche ergab irgendwelche Anzeichen von Abplatzungen wegen Rostbildung an der Bewehrung. Gefunden wurden lediglich zwei kleine Zonen mit Schichttrennung im Beton, vermutlich beim Gleiten der Schalung entstandene Schäden.
- Vorab im obersten Teil des Silos waren teilweise viele Bindedrähte nicht mit Beton überdeckt. Nicht mit Beton überdeckte Bewehrungsstähle waren nur vereinzelt vorhanden.
- Die Silooberfläche wies einige horizontale und vertikale Risse mit Rissbreiten i.a. zwischen 0.1 bis 0.4 mm auf. Vertikale Risse wurden nur bei Arbeitsfugen beobachtet. Horizontale Risse waren vorab auf der Süd- und Westseite vorhanden. Einige Risse konnten auch auf der Innenseite des Silos festgestellt werden.

Die Bilder 109 und 110 zeigen den Verlauf der über die drei Messlinien einer Bahn gemittelten Werte für das Potential und die Überdeckung über die Höhe des Silos. Es ist ersichtlich, dass das Potential der Ostseite im Vergleich zu den übrigen Seiten einen andersartigen Verlauf aufweist. Im Bereich von feuchten Rissen wurden im Vergleich zur Umgebung deutlich negativere Potentiale, minimal bis etwa $-150 \text{ mV}_{\text{CSE}}$, gemessen. Auf der Innenseite einer aussenliegenden Zelle wurde ein Riss, welcher zur Vernässung des Getreides geführt hatte,

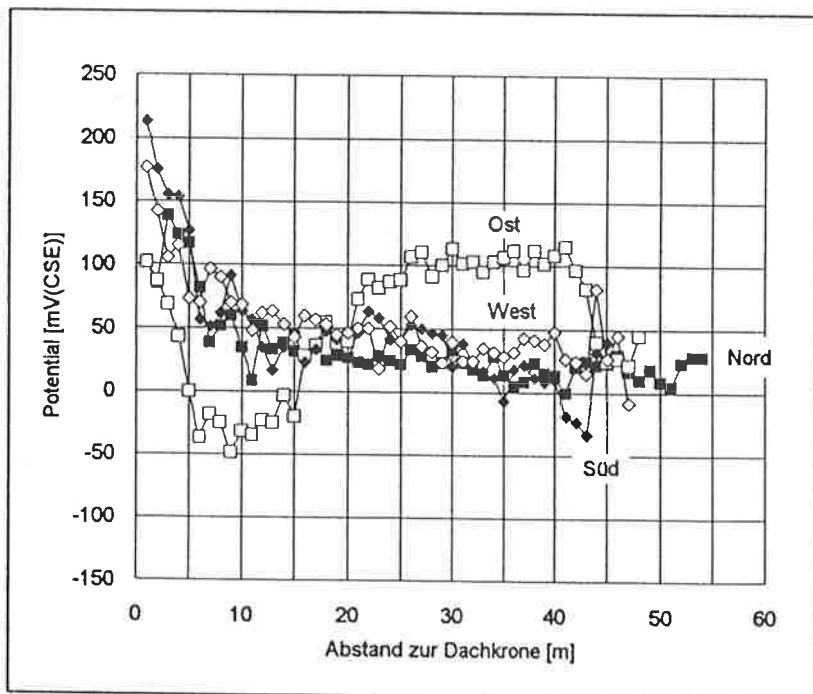


Bild 109

Potential über die Höhe der Fassade des Getreidesilos (Mittelwert der drei Messlinien einer Bahn).

ab OK Zellendecke eingemessen. Die Lage dieses Risses stimmte mit dem Potentialminimum gut überein.

Bei der Überdeckung waren zwischen den verschiedenen Seiten keine grundsätzlichen Unterschiede vorhanden. Im Vergleich zum Potential weist die Überdeckung hingegen wesentlich grössere Schwankungen auf. Teilweise konnte eine gewisse Periodizität festgestellt werden (Bewehrungsstösse).

Die Resultate der Bohrkernanalysen und einige weitere Angaben sind in der **Tabelle 26** zusammengefasst.

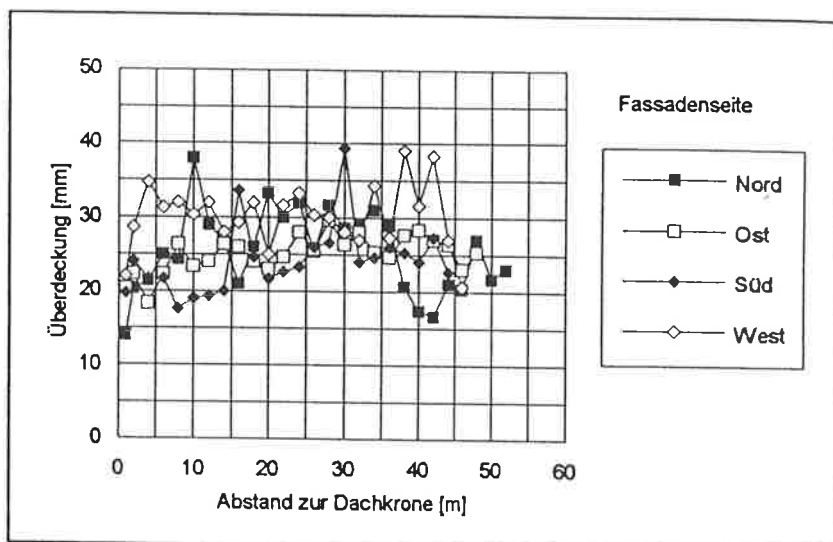


Bild 110

Überdeckung der Bewehrung über die Höhe der Fassade der verschiedenen Seiten (Mittelwert der drei Messlinien einer Bahn).

11.5.3 Auswertung

Zunächst zeigen die Ergebnisse in der **Tabelle 26**, dass es sich beim Beton des Silos um eine eher mittelmässige Qualität handelt. Die vorhandene Betonqualität ist schlechter als die gemäss Planunterlagen geforderte (PC 300 Beton) und gemäss Hersteller gelieferte (PC 320 Beton). Zudem streuen die Resultate z.T. erheblich. Dies gilt z.B. für den Zementgehalt und für die Festigkeit. Die aus den Resultaten der Bohrkern berechnete 28-Tage-Festigkeit weicht von der 28-Tage-Würfeldruckfestigkeit aus der laufenden Betonkontrolle erheblich ab (Etappe Nr. 3: 39 bis 44 N/mm², Etappe Nr. 4: 36 bis 38 N/mm²). Dies gilt auch für die Trockenrohdichten (2.3 gegenüber 2.4 bis 2.5 kg/m³). Diese Abweichungen sind hauptsächlich auf die schlechtere Verdichtung, die stärkere Entmischung des Bauteilbetons und auf die Betonierart zurückzuführen.

Tabelle 26 Ergebnisse der Bohrkernanalyse

Messgrösse (g: gemessen b: berechnet)	Gleitetappe	
	Nr. 3	Nr.4
Festigkeit, N/mm ² (g)	57.8±13.3	55.8±9.5
28-Tage-Festigkeit (b)	27.9±5.8	28.5±1.7
28-Tage-Festigkeit (g) (Würfeldruckfestigkeit aus Betonkontrolle x 0.85)	39 bis 44 (33 bis 37.5)	36 bis 38 (30.6 bis 32.3)
Zementgehalt, kg/m ³ (b)	282±27.5	245±5
W/Z - Wert (b)	0.60±0.07	0.60±0.05
Gesamtporenvol., Vol. %	15.1±1.5	13.7±0.6
Kapillarporenvol., Vol. %	13.6±1.6	11.7±0.8
Karbonatisierungstiefe		
Untere Grenze	9.6±3.2	10.2±1.5
Mittelwert	11.4±2.8	12.6±1.6
Obere Grenze	13.2±3.4	15.0±2.5
Überdeckung A	20.4±3.6	25.4±6.9
Überdeckung B	24.8±4.9	26.3±5.9

Die Karbonatisierungstiefe variierte relativ stark und lag zwischen 5 und 17 mm. Generell ist sie im Vergleich zu ähnlichen Betonqualitäten eher etwas erhöht. Zwischen dem oberen und unteren Teil des Silos sind bei der Karbonatisierungstiefe keine relevanten Unterschiede vorhanden. Hingegen ist die Karbonatisierungstiefe bei der Gleitetappe Nr. 3 eher etwas tiefer als bei der Etappe Nr. 4, obwohl bei der Gleitetappe Nr. 3 das Gesamt- und Kapillarporenvolumen höher ist als bei der Etappe Nr. 4. Dies ist auf den höheren Zementgehalt bei der Etappe Nr. 3 zurückzuführen.

Tabelle 27 Statistik der Überdeckung

Überdeckung [mm]	Summenhäufigkeit [%]			
	Nord	Ost	Süd	West
≤ 5	0.0	0.0	0.0	0.1
≤ 10	0.6	1.1	0.5	3.0
≤ 15	6.2	9.0	7.4	10.5
≤ 20	30.2	38.3	35.6	26.2
≤ 25	62.1	66.8	69.8	60.5
≥ 30	15.0	16.1	11.2	14.4

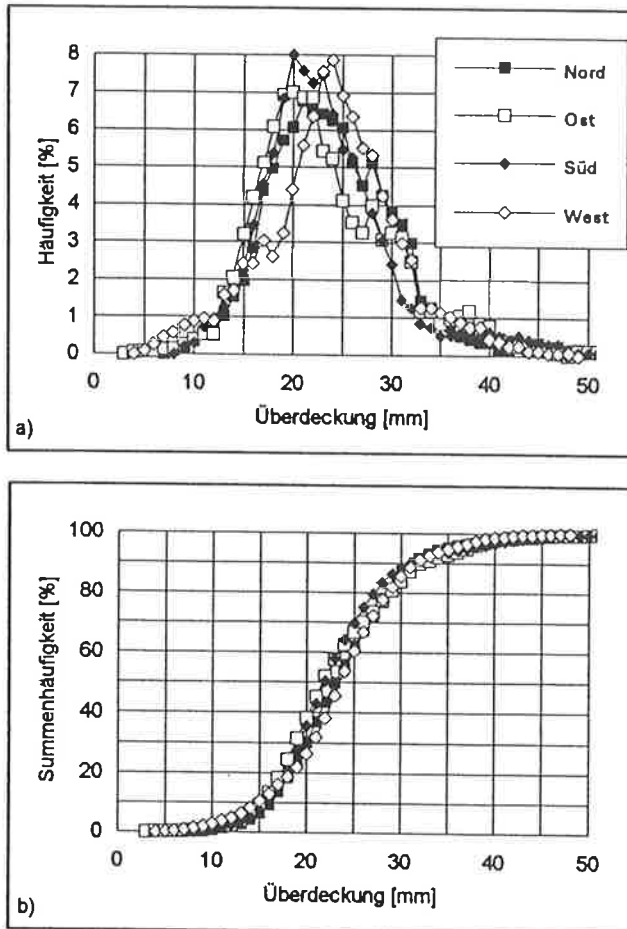


Bild 111
Häufigkeitsverteilung (a) und Summenhäufigkeit (b) der Überdeckung der Bewehrung der verschiedenen Fassadenseiten.

Die Resultate der statistischen Analyse der Bewehrungsüberdeckung der verschiedenen Seiten gehen aus der **Tabelle 27** und aus den **Bildern 111a und b** hervor. In **Bild 112** sind die Resultate für alle Seiten zusammengefasst.

Die statistische Auswertung der Überdeckung zeigt, dass die Überdeckung wohl in weiten Grenzen variiert, dass aber zwischen den verschiedenen Seiten keine wesentlichen Unterschiede bestehen. Gemäss dieser Auswertung weisen 26 bis 38% der Bewehrungsstähle eine Überdeckung unter 20 mm und etwa 50% der Bewehrung eine Überdeckung von weniger als 22 bis 24 mm auf.

Die statistische Auswertung der Potentialwerte zeigt deutliche Unterschiede zwischen den verschiedenen Seiten (**Bild 113**). Die Summenhäufigkeitskurve der Westseite ist gegenüber derjenigen der Nord- und Südseite um etwa +35 mV zu positiveren Werten hin verschoben. Die Kurve für die Ostseite zeigt gegenüber den übrigen Seiten einen deutlich anderen Verlauf. Bei den Summenhäufigkeitskurven im Wahrscheinlichkeitsnetz sind diese Unterschiede noch deutlicher zu erkennen (**Bilder 114a und b**). Es können die drei Bereiche A, B und C unterschieden werden. Dabei wird der Bereich B durch $U(A3)$ und $U(C1)$ abgegrenzt. In der **Tabelle 28** sind die charakteristischen Potentiale der Bereiche A und C zusammengefasst. In dieser Tabelle ist zudem der prozentuale Anteil der Werte angegeben, welcher kleiner als $U(A)$ bzw. grösser als $U(C)$ ist. Die Werte $U(A1)$ und $U(A3)$ bzw. $U(C1)$ und $U(C3)$ sind die eigentlichen Grenzpotentiale, welche die Bereiche A und C abgrenzen. Die Werte $U(A2)$ und $U(C2)$ sind die Übergangspotentiale der Bereiche A und C. So sind z.B. 1.9% der Werte der Südseite mit einer Wahrscheinlichkeit von 100% dem Bereich A

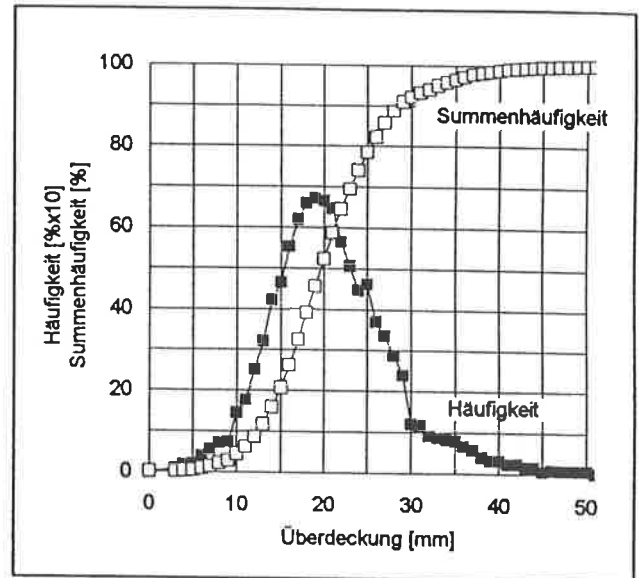


Bild 112
Häufigkeitsverteilung und Summenhäufigkeit der Überdeckung der Bewehrung: alle Werte der vier Fassadenseiten berücksichtigt.

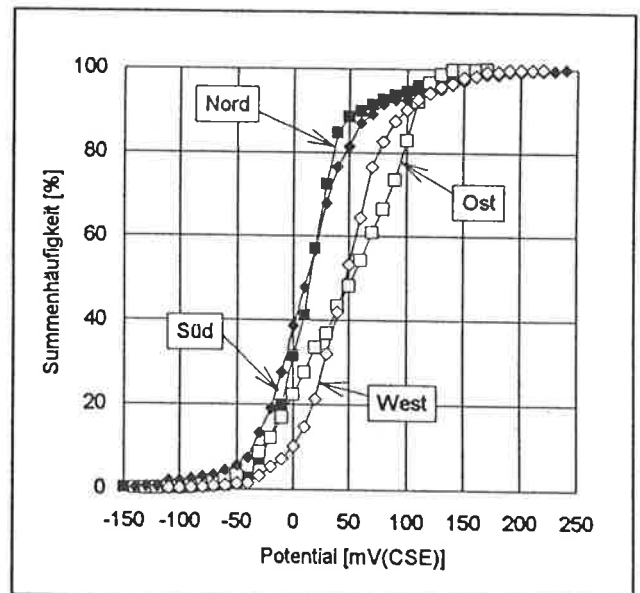


Bild 113
Summenhäufigkeit der Potentialwerte der verschiedenen Fassadenseiten.

(Grenzpotential $U(A1) = -100 \text{ mV}_{\text{CSE}}$), 2.6% der Werte mit einer Wahrscheinlichkeit von 50% dem Bereich A (Grenzpotential $U(A2) = -85 \text{ mV}_{\text{CSE}}$) zuzuordnen. Potentiale über $-50 \text{ mV}_{\text{CSE}}$ (bis $+55 \text{ mV}_{\text{CSE}}$) gehören mit Sicherheit nicht dem Bereich A, sondern dem Bereich B an. Auf der Ostseite können 26.5% der Werte mit einer Wahrscheinlichkeit von 100% und 56.5% der Werte mit einer Wahrscheinlichkeit von 50% dem Bereich C zugewiesen werden. Potentialwerte zwischen -90 und $-5 \text{ mV}_{\text{CSE}}$ gehören demgegenüber dem Bereich B an.

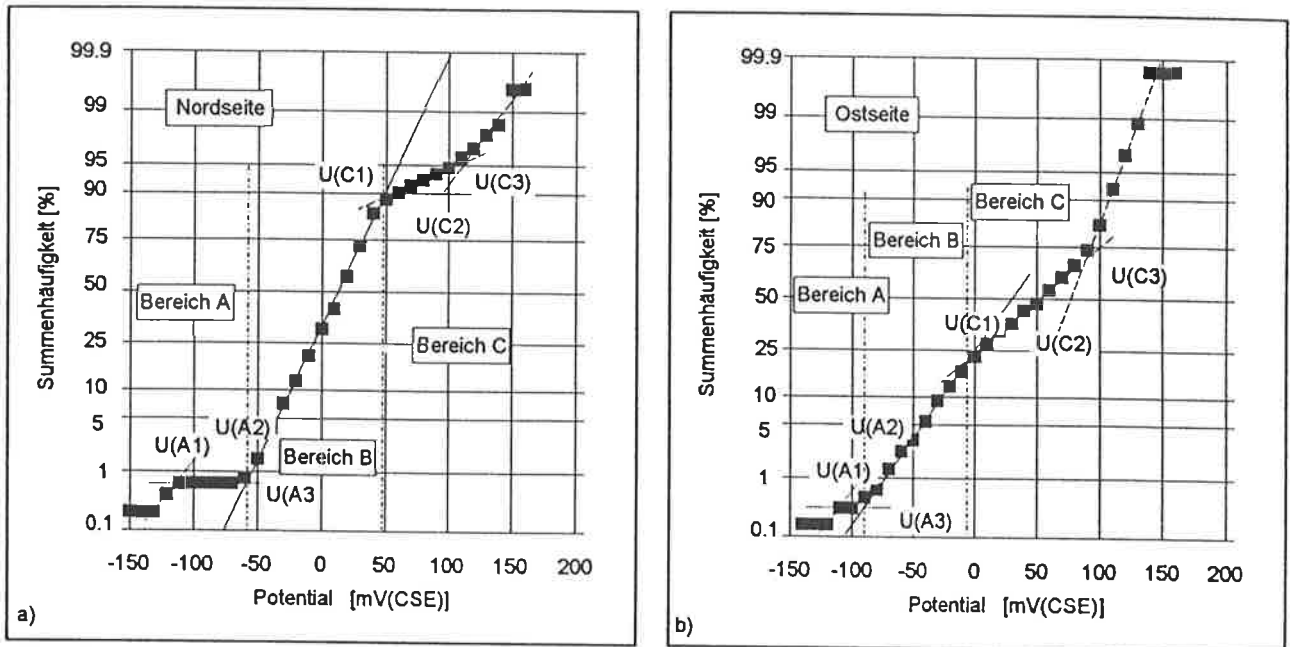


Bild 114

Summenhäufigkeit der Potentialwerte im Wahrscheinlichkeitsnetz:

a) Nordseite.

b) Ostseite.

Tabelle 28 Statistik der Potentialwerte

Potentialgrenzwert	Nord		Ost		Süd		West	
	U [mV _{CSE}]	Werte [%]	U [mV _{CSE}]	Werte [%]	U [mV _{CSE}]	Werte [%]	U [mV _{CSE}]	Werte [%]
U(A1)	-110	0.7	(-110)	(0.35)	-100	1.9	-80	0.5
U(A2)	-85	0.7	(-100)	(0.35)	-85	2.6	-65	0.8
U(A3)	-60	0.7	-90	0.5	-50	5.2	-15	6
U(C1)	+50	11.5	-5	79	+55	15	+80	18
U(C2)	+75	8	+40	56.5	+105	6.5	(+110)	(7.5)
U(C3)	+110	4.5	+90	26.5	+130	5	(+130)	(4.2)

Am Rande sei noch darauf hingewiesen, dass sich die Resultate von verschiedenen Überdeckungsmessungen deutlich unterscheiden können (s. **Tabelle 26**, Messung A durch Bohrkementnahmefirma, Messung B durch den Autor dieser Arbeit). Ursachen für diese Unterschiede können z.B. sein: unterschiedliche Messgeräte, Messfehler bei sehr dichter Bewehrung, Messung der Überdeckung nicht über den gleichen Bewehrungsstählen. Damit ist klar, dass selbst Angaben zur Überdeckung nicht vorbehaltlos verwendet werden sollten.

11.5.4 Interpretation

Einleitend soll nochmals daran erinnert werden, dass das Potential der Bewehrung mit zunehmender Karbonatisierung und mit abnehmendem pH-Wert in einer ersten Phase positiver wird (s. Kap. 8.4.5). Erst wenn der für die stabile Passivierung der Bewehrung notwendige pH-Wert von 11 bis 11.5 unterschritten wird und die Bewehrung zu korrodieren beginnt, wird das Potential der Bewehrung negativer. Grundsätzlich kann man daher erwarten, dass auffallend negative Potentiale, welche durch die Korrosion infolge der Karbonatisierung des Betons verursacht werden, nur dann auftreten, wenn die Überdeckung gering oder die Karbonatisierungstiefe grösser als die Überdeckung ist. Die Interpretation der Potentialmessung ist daher bei der Korrosion infolge Karbonatisierung des Betons wesentlich schwieriger als bei der chloridinduzierten Korrosion, bei der mit zunehmendem Chloridgehalt das Potential sich immer nur in die negative Richtung verändert.

Betrachtet man zunächst den Zusammenhang zwischen Überdeckung und Potential (Bilder 115a und b), so ist ersichtlich, dass auffallend positive Potentiale nur bei Überdeckungen unter etwa 20 bis 30 mm auftreten. Auffallend negative Potentiale bei gleichzeitig geringer Überdeckung sind nur in geringer Anzahl vorhanden. Einige negative Potentialwerte sind zudem Rissen mit erhöhter Betonfeuchtigkeit zuzuschreiben. Das Auftreten von Rissen steht aber kaum in einem Zusammenhang mit der Karbonatisierung oder der Überdeckung.

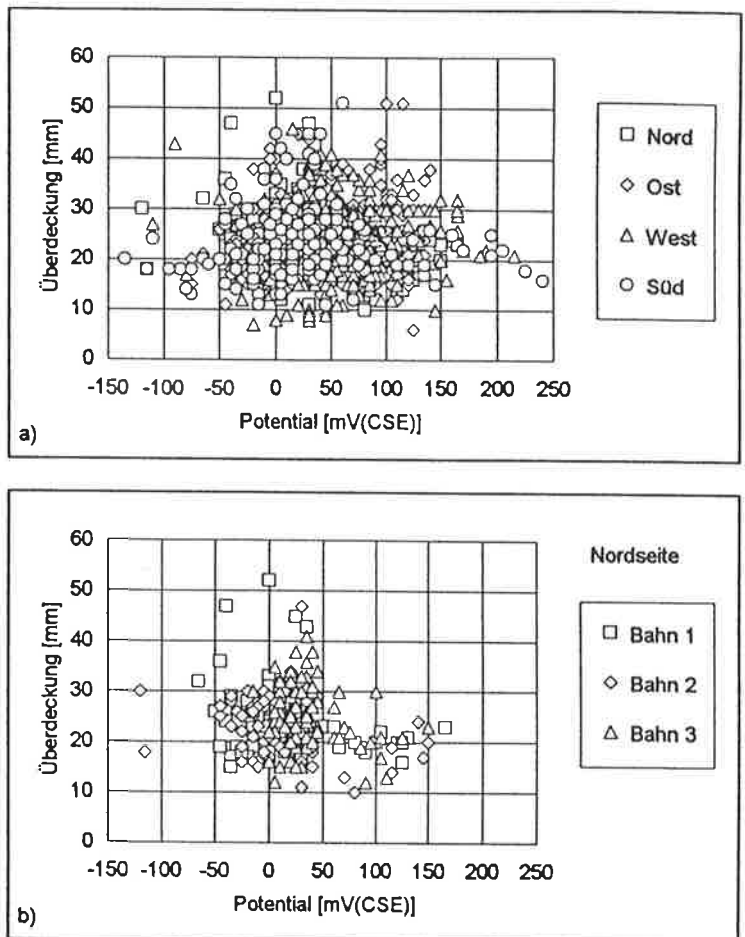


Bild 115

Überdeckung der Bewehrung vs. Potential:

- a) Alle Werte der vier Gebäudeseiten.
b) Nordseite.

Die Interpretation des Verlaufes der Summenhäufigkeit der Potentialwerte im Wahrscheinlichkeitsnetz ist wegen der genannten Gründe nicht so einfach wie bei der chloridinduzierten Korrosion. Für die in den Bildern 114a und b ausgeschiedenen Bereiche können folgende Aussagen gemacht werden:

- Bereich A - negativere Potentiale wegen erhöhter Betonfeuchtigkeit im Bereich von Rissen
- Korrosion wegen karbonatisiertem Beton.
- Bereich B Bewehrung im rissfreien, alkalischen Beton; Betonfeuchtigkeit mehr oder weniger homogen.
- Bereich C erhöhtes Potential wegen der pH-Abnahme infolge Karbonatisierung des Betons (s. Bild 6: max. Potential bei pH 11 bis 11.5: +250 bis +290 mV_{CSE}) und wegen allenfalls vorhandener, aber trockener Rostschichten auf der Bewehrung, keine wesentliche Korrosion.

Unter den gegebenen Umständen, kann die Ursache für den Bereich A nur dann sicher angegeben werden, wenn die eine der beiden möglichen Ursachen ausgeschlossen werden kann oder, wenn bei der Messung alle Risse erkannt wurden. Wie schon erwähnt, wurde bei der Untersuchung versucht, alle Risse in der Fassadenoberfläche festzustellen. Schliesst man nun die im Rissbereich gemessenen Potentiale aus, so bleiben nur noch sehr vereinzelt Werte übrig, welche mit einer Wahrscheinlichkeit von 50% ($U \leq U(A2)$) durch Korrosion infolge karbonatisiertem Beton verursacht wurden, nämlich auf der Nordseite 2 (0.6 % aller Messwerte auf der Nordseite), auf der Ostseite 2 (0.3%), auf der Südseite 0 (0%) und auf der Westseite 3 (0.5%). Ordnet man einem einzelnen Messpunkt eine Fläche von maximal 1.0 m² zu, so ergibt sich, hochgerechnet auf die gesamte Fassadenoberfläche, dass im heutigen Zustand die Bewehrung auf einer Fläche von etwa 20 m² korrodiert. Verglichen mit der gesamten der Witterung ausgesetzten Fassadenoberfläche von über 5'200 m² ist dieser Anteil mit etwa 0.4% sehr klein. Die Korrosionsgeschwindigkeit dürfte zudem wegen der

eher tiefen mittleren Betonfeuchtigkeit ebenfalls relativ gering sein. Die Betonfeuchtigkeit ist deshalb eher tief, da das Regenwasser praktisch überall frei ablaufen kann und die Luftfeuchtigkeit in den mit Getreide gefüllten Zellen in der Regel deutlich unter 80% liegt (Getreide muss trocken gelagert werden). Hinsichtlich der Korrosionsgeschwindigkeit dürften sich die vier verschiedenen Gebäudeseiten nicht wesentlich unterscheiden.

Der Anteil der Messwerte, welcher dem Bereich C zugeordnet werden kann, ist auf der Ostseite wesentlich höher als auf den übrigen Seiten. Die Ursache hierfür dürfte die höhere Karbonatisierungsgeschwindigkeit auf der dem Regen abgewandten Bauteilseite (tiefere mittlere Betonfeuchtigkeit) sein. Gemäss **Tabelle 28** sind auf der Ostseite etwa 56.5% der Werte mit einer Wahrscheinlichkeit von 50% und 26.5% der Werte mit einer Wahrscheinlichkeit von 100% dem Bereich C (= Bewehrung im karbonatisierten Beton) zuzuordnen. Daraus kann geschlossen werden, dass der Beton der Ostfassade bis in eine Tiefe von 18 bis 23 mm karbonatisiert ist (**Tabelle 27** und **Bild 111b**). Dies mag etwas hoch erscheinen. Zieht aber die gemessene Karbonatisierungstiefe auf der Westseite von 5 bis 17 mm und die Tatsache, dass der für den Korrosionsbeginn relevante pH-Wert bei etwa 11 bis 11.5 liegt (s. **Bilder 45** und **46**), in Betracht, so erscheint die geschätzte Karbonatisierungstiefe auf der Ostseite durchaus möglich. Da im Rahmen dieser Untersuchung die Karbonatisierungstiefe auf der Ostseite nicht bestimmt werden konnte, müssten die obigen Angaben noch verifiziert werden.

Auf der Nord-, Süd- und Westseite sind weit weniger Werte, nämlich nur etwa 6.5 bis 8%, mit einer Wahrscheinlichkeit von >50% dem Bereich C zuzuordnen. Dies entspräche einer Karbonatisierungstiefe auf der Nordseite von etwa 15 bis 16 mm, auf der Südseite einer Tiefe von etwa 14 bis 15 mm und auf der Westseite einer Tiefe von etwa 13 bis 14 mm (**Tabelle 27**, **Bild 111b**). Diese Werte sind gut vergleichbar mit den auf der Westseite gemessenen Karbonatisierungstiefen (s. **Tabelle 26**).

11.5.5 Beurteilung

Im heutigen Zustand korrodiert nur ein sehr geringer Teil der Bewehrung infolge Karbonatisierung des Betons (pH-Wert des Betons unter 11 bis 11.5). Die Korrosionsgeschwindigkeit dürfte wegen der eher tiefen Betonfeuchtigkeit zudem relativ klein sein (s. **Bilder 51** und **56**).

Ein grösserer Teil der Bewehrung liegt aber in einem Beton, welcher nicht mehr den ursprünglichen pH-Wert von >12.5 aufweist. Dieser Anteil ist auf der Ostseite mit 25 bis 55% wesentlich höher als auf den übrigen Seiten (<8%). Da zur Zeit noch keine Betonabplatzungen festgestellt wurden, drängt sich eine sofortige Instandsetzung wegen der Karbonatisierung des Betons nicht auf. Bei der Beurteilung des zukünftigen Korrosionsrisikos wegen der Karbonatisierung des Betons kann versucht werden, den weiteren Karbonatisierungsfortschritt abzuschätzen (s. **Kap. 6**). Dabei muss berücksichtigt werden, dass die Betonqualität nur mittelmässig ist und daher die Endkarbonatisierungstiefe erst in 10 bis 15 Jahren erreicht werden wird. Eine diesbezügliche Abschätzung ergibt, dass in den nächsten 10 Jahren mit einer mittleren Zunahme der Karbonatisierungstiefe um +2 bis +4 mm zu rechnen ist. Dies würde bedeuten, dass auch auf der Nord-, Süd- und Westfassade erheblich mehr Bewehrungsstähle in den karbonatisierten Beton zu liegen kämen. Der Anteil würde sich gegenüber heute verdoppeln bis verdreifachen (**Bild 111b**). Auf der Ostseite würde dieser Anteil ebenfalls noch erheblich zunehmen.

Um die Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit des Silos auch in Zukunft zu gewährleisten, können folgende Möglichkeiten in Betracht gezogen werden:

- a) Wiederholung der Messung nach 5 Jahren. Bewerten der Veränderungen und Entscheid über das weitere Vorgehen. Dieses Vorgehen würde es auch erlauben, die aktuelle Korrosionsgeschwindigkeit und die damit verbundene Gefahr von Betonabplatzungen besser abzuschätzen.
- b) Instandsetzung der Fassadenoberfläche innerhalb der nächsten 5 Jahre.

Unabhängig vom Korrosionsrisiko wegen der Karbonatisierung des Betons sollten in einem nächsten Schritt die Ursachen der verschiedenen Risse genauer abgeklärt werden. Abhängig von der(n) Ursache(n) der Risse ergeben sich verschiedene Instandsetzungsvarianten. Können die Risse nur von der Aussenseite her mittels Gerüst dauerhaft saniert werden, so ist zu überlegen, ob nicht gleichzeitig auch die Dauerhaftigkeit der gesamten Betonfassade wiederhergestellt werden sollte. U.U. ist dies wirtschaftlicher als das Hinausschieben der Sanierung der Betonoberfläche, auch wenn dies aufgrund der Einschätzung des Korrosionsrisikos wegen der Karbonatisierung des Betons grundsätzlich vertretbar erscheint, da die Gerüstkosten in diesem Falle sicher einen erheblichen Anteil der Gesamtkosten ausmachen werden. Zudem sind lokale Flickstellen an einer Fassade aus ästhetischen Gründen vielfach unerwünscht. Vorausgesetzt, dass keine Verstärkungen als notwendig erachtet werden, sind folgende Instandsetzungsvarianten denkbar:

- I) Es werden nur die bei Schlagregen wasserdurchlässigen Risse abgedichtet (Minimalvariante).
- II) Risse: wie I).
Betonoberfläche: hydrophobieren, evtl. zusätzlich beschichten.
- III) Aufbringen einer flexiblen, rissüberbrückenden Beschichtung auf der gesamten Fassadenoberfläche. Risse vorgängig ausspachteln.
- IV) Erhöhen der Betonüberdeckung durch Spritzbeton (Schichtdicke: >15 mm); Bewehrungsstähle mit einer Überdeckung unter 10 mm vorgängig freilegen.
- V) Anbringen einer hinterlüfteten, vorgehängten Fassade (Maximalvariante).

Diese Varianten weisen hinsichtlich Kosten, Dauerhaftigkeit, Unterhalt, Mehrgewicht und ästhetischer Gesichtspunkte grosse Unterschiede auf. Die Vor- und Nachteile der einzelnen Varianten können nur im Rahmen der Ausarbeitung eines detaillierten Instandsetzungskonzeptes studiert, gewichtet und abschliessend bewertet werden.

11.6 Vergleich zwischen Potentialpunkt- und Potentialfeldmessung bei einer Brückenplatte

11.6.1 Ausgangslage

Die 1966 erbaute, etwa 150 m lange und etwa 10.3 m breite Roflabrücke (Fahrbahnplatte auf Längsträgern, geschlossener Querschnitt über den Stützen, etwa 2.3 m breite Kragplatten) an der N13 oberhalb Andeer wurde im Herbst 1989 im Rahmen der Zustandsaufnahme untersucht. Dabei wurden mit einem mobilen Untersichtgerät an der gesamten Untersicht der Brückenplatte Potentialpunktmessungen (abgekürzt: **Punktmessung**) durchgeführt. Das Potential wurde im Brückenquerschnitt in 20 Messlinien (Abstand zwischen den Messlinien: etwa 0.5 m) und in Längsrichtung in der Regel alle 2 m (= Pfostenabstand) gemessen. Aufgrund der Ergebnisse der Zustandsuntersuchung erfolgte die Projektierung der Instandsetzung. Im Rahmen der Instandsetzung, d.h. nach dem Entfernen des Belages und der Abdichtung, wurde im Sommer 1993 die Oberseite der Platte mittels der **Potentialfeldmessung** (Raster: 0.15 x 0.15 m) vollflächig untersucht. Damit sollte

- das Ausmass des erforderlichen Betonabbruches festgelegt werden.
- überprüft werden, ob und inwieweit die auf der Basis der Potentialpunktmessung erfolgte Beurteilung des Korrosionszustandes korrekt war.

In den folgenden Kapiteln sollen die Ergebnisse der Punktmessung an der Untersicht mit jenen der Potentialfeldmessung auf der Oberseite verglichen werden. Die weiteren Resultate werden hier nicht behandelt. Zusammenfassend sei lediglich erwähnt, dass die aufgrund der Potentialmessung gemachte Einschätzung des Korrosionszustandes der Bewehrung mit dem effektiven Zustand, wie er nach dem Betonabtrag visuell beurteilt werden konnte, gut übereinstimmte.

11.6.2 Auswertung und Vergleich der Resultate

Die Resultate der statistischen Auswertung der Potentialwerte sind in Form von Summenhäufigkeitskurven im Wahrscheinlichkeitsnetz in den **Bildern 116a bis c** dargestellt. Die Messlinie A der Punktmessung 1989 war ausschliesslich dem Konsolkopf zuzuordnen und wurde nicht berücksichtigt.

Beim Vergleich der Kurve der Punktmessung mit jener der Potentialfeldmessung müssen die unterschiedliche Betonfeuchtigkeit während der Messung (Punktmessung: trockene Witterung, Brückenplatte mit Abdichtung und Belag; Potentialfeldmessung: feuchte bis nasse Witterung, Brückenplatte ohne Abdichtung und Belag) und die hochohmige Oberflächenschicht an der Untersicht (s. Kap. 8.6.1 und 8.6.3 und vgl. Kap. 10.3.1 und **Bild 80**) berücksichtigt werden.

In der **Tabelle 29** sind die Korrosionswahrscheinlichkeiten, die dazugehörigen Potentialgrenzwerte und Häufigkeiten zusammengestellt. Der Vergleich zeigt eine gute Übereinstimmung, insbesondere auch bei den korrosionsrelevanten Bereichen (Korrosionswahrscheinlichkeit >50%).

Tabelle 29 Potentialgrenzwerte der Punktmessung 1989 und der Potentialfeldmessung 1993

Wahrscheinlichkeit für Korrosion [%]	Punktmessung 1989		Potentialfeldmessung 1993	
	Potential U [mV _{CSE}]	Häufigkeit [%]	Potential U [mV _{CSE}]	Häufigkeit [%]
0	$U \geq -25 = U(P)$	54.2	$U \geq -180 = U(P)$	54.7
0/50	$-25 \geq U \leq -210 = U(\ddot{U})$	30.9	$-180 \geq U \leq -305 = U(\ddot{U})$	30.5
	$-25 \geq U \leq -240 = U(\ddot{U})$	33.3		
50/100	$-210 \geq U \leq -460 = U(K)$	13.3	$-305 \geq U \leq -430 = U(K)$	12.6
	$-240 \geq U \leq -460 = U(K)$	10.8		
100	$U \leq U(K) = -460$	1.6	$U \leq U(K) = -430$	2.2

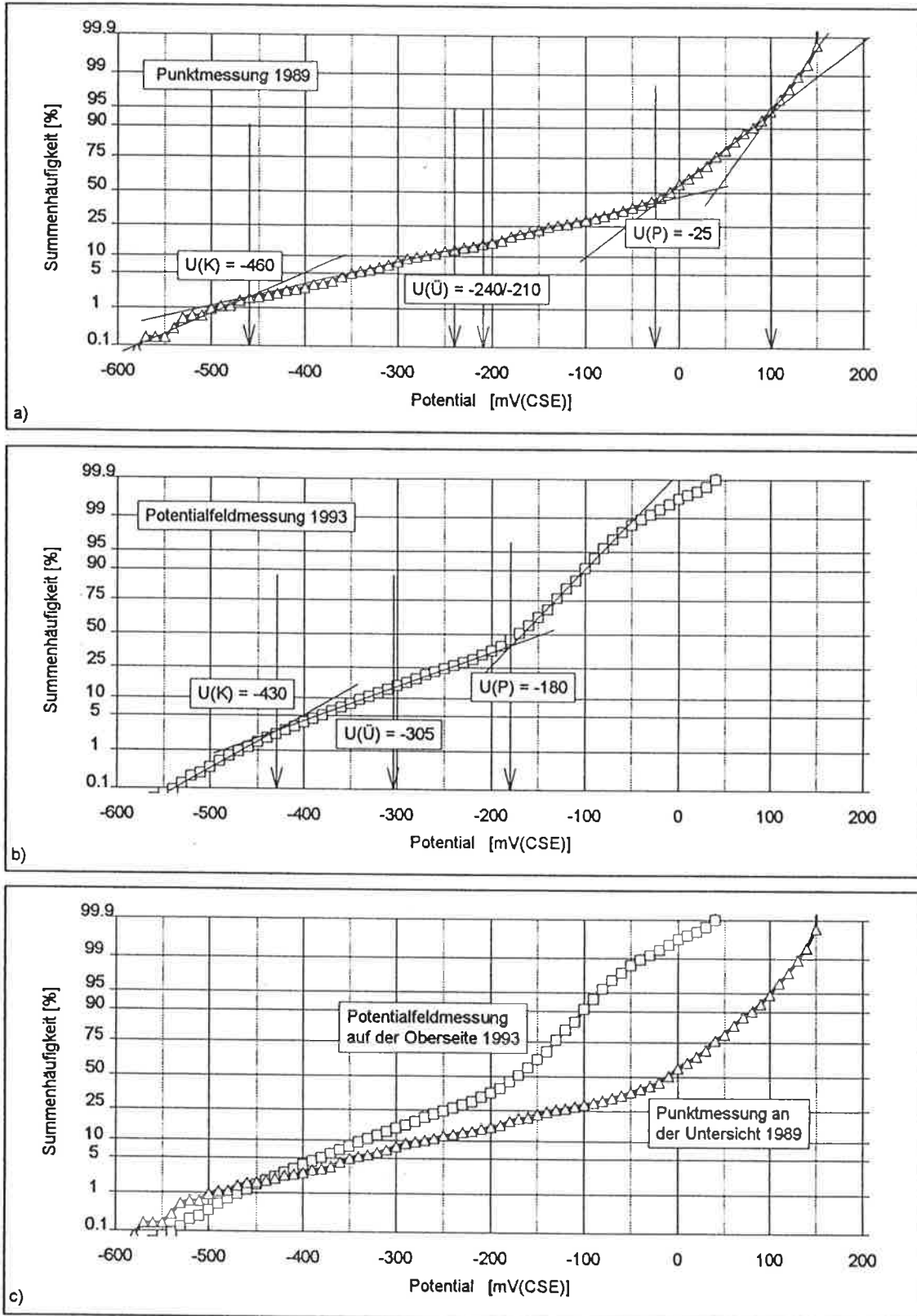


Bild 116

Summenhäufigkeit der Potentiale im Wahrscheinlichkeitsnetz und Potentialgrenzwerte bei der Rofflabrücke:

- a) Punktmessung 1989.
 b) Potentialfeldmessung 1993.
 c) Vergleich Punktmessung/Potentialfeldmessung.

11.6.3 Beurteilung und Folgerungen

Die gute Übereinstimmung zwischen der Punkt- und der Potentialfeldmessung ist in Anbetracht der sehr unterschiedlichen Informationsdichte (Verhältnis: etwa 1:50) erstaunlich (Tabelle 30).

Tabelle 30 Wertedichte der Punktmessung 1989 und der Potentialfeldmessung 1993

	Punktmessung 1989	Potentialfeldmessung 1993
Untersuchte Fläche, m ²	1'430	1'430
Anzahl Messpunkte	1'248	62'596
Anzahl Messpunkte pro m ²	0.87	44
Fläche pro Messpunkt, m ²	1.15	0.023
Raster, m	berechnet: 1 x 1	0.15 x 0.15

Der berechnete Raster bei der Punktmessung von etwa 1 x 1 m ist noch höher als der in **Bild 84** verwendete maximale Wert von 0.75 x 0.75 m. Weitere Untersuchungen werden zeigen, ob der Raster noch weitmaschiger sein darf, ohne dass mit einer Einbusse bei der statistischen Aussagekraft der Resultate gerechnet werden muss.

Dass mit der Punktmessung und mittels der statistischen Analyse der Potentialwerte eine guter Hinweis auf den Korrosionszustand der Bewehrung gewonnen werden kann, geht auch aus der **Tabelle 31** (nächste Seite) hervor. Darin sind die aus der Punktmessung bestimmten Wahrscheinlichkeiten für Korrosion von >0%, >50% und 100% eingetragen. Zudem sind in dieser Tabelle jene Bereiche markiert, welche aufgrund der Potentialfeldmessung der Zone 2 (Abtrag bis hinter die Bewehrung) zugeordnet wurden. Aus der Tabelle 31 kann folgendes entnommen werden:

- In der markierten Zone 2 wurden bei der Messung an der Untersicht 1989 gehäuft auffallend negative Potentialwerte gemessen, welche den Bereichen mit einer Korrosionswahrscheinlichkeit von >0%, >50% oder 100% zugeordnet werden können.
- Mit der Potentialfeldmessung 1993 wurden keine zusätzlichen Korrosionsherde gefunden, umgekehrt ausgedrückt: mit der Punktmessung an der Untersicht wurden alle kritischen Bereiche erfasst.
- Flächen, welche bei der Punktmessung Potentiale im unkritischen Bereich aufwiesen, wurden auch aufgrund der Potentialfeldmessung als unkritisch beurteilt. In keinem Fall ergaben sich Widersprüche.

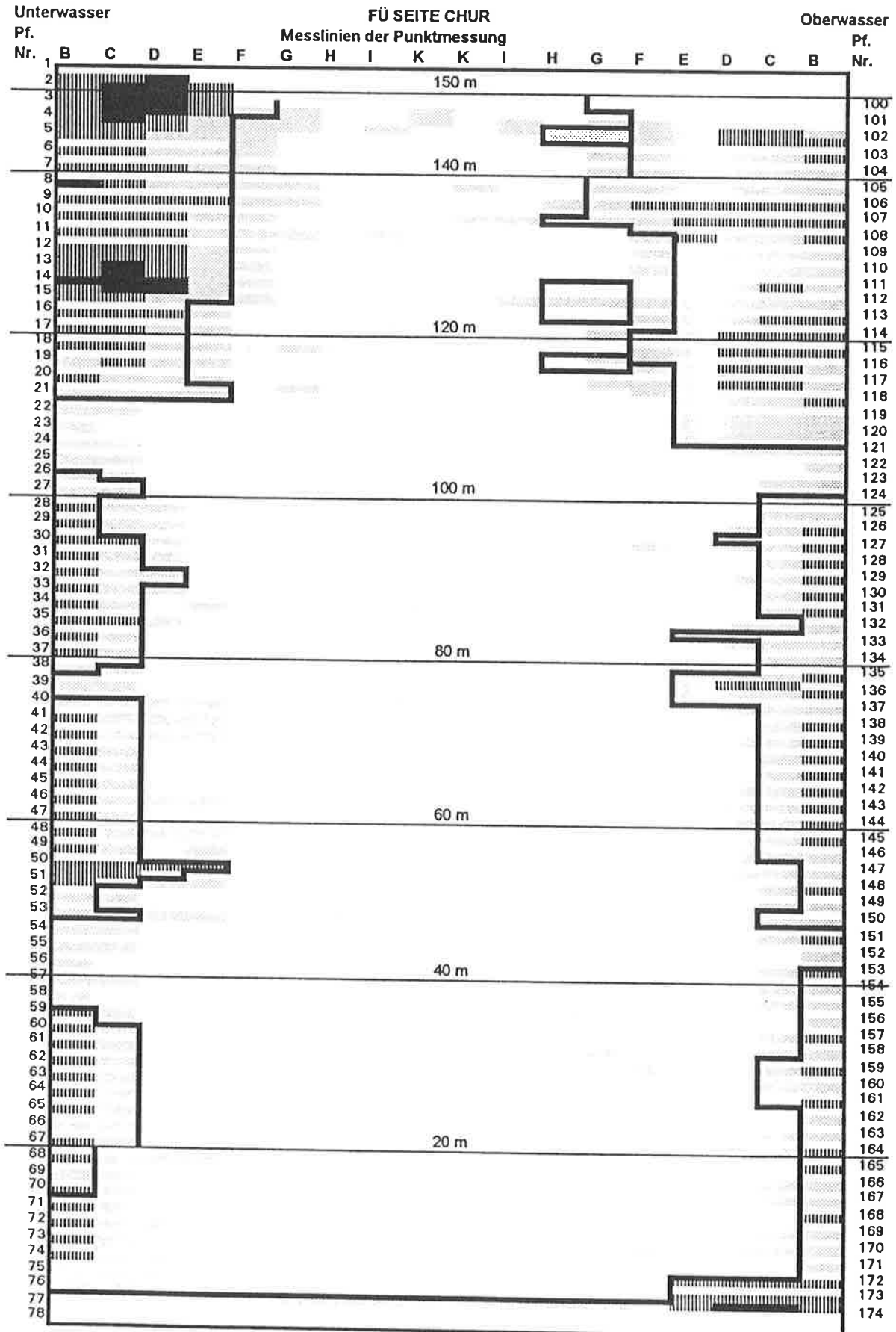
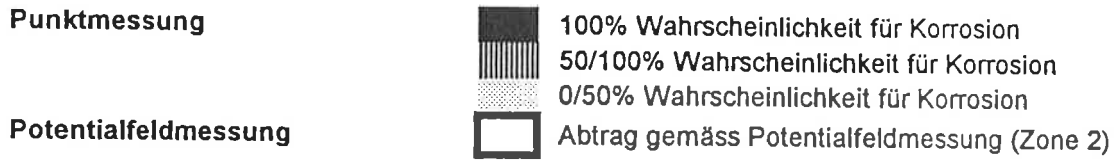
Die aufgrund der Punktmessung gemachte **generelle Beurteilung**, dass

- der Zustand der **Bewehrung entlang des Konsolkopfes** praktisch über die gesamte Brückenlänge durch **Korrosion** mehr oder weniger gefährdet ist,
- der übrige Teil der **Kragplatten** (Messlinien B bis E) verschiedene kleinere und grössere **Korrosionsherde** aufweist, diese sich aber nur in wenigen Fällen bis zu den Längsträgern oder darüber hinaus ausdehnen,
- die Bewehrung der **Fahrbahnplatte zwischen den Längsträgern** der Brücke als **gut** und praktisch **ohne grössere Korrosionsherde** angenommen werden kann,

darf mit Blick auf das Ergebnis der Potentialfeldmessung im nachhinein als **korrekt** bewertet werden. Aus dem Gesagten darf man schliessen, dass die Potentialmessung an der Untersicht einen guten Überblick über den Korrosionszustand der Bewehrung von Brückenplatten vermittelt, wenn der Abstand der Messlinien in Längsrichtung in etwa (1 bis) 2 m beträgt. Es hat sich aber auch gezeigt, dass die Potentialfeldmessung zur exakten Abgrenzung der zu sanierenden Flächen bei Brückenplatten mit grösseren und/oder vielen Korrosionsherden unbedingt benötigt wird. Damit kann verhindert werden, dass "zu viel" oder "zu wenig" getan wird.

Aufgrund der Potentialmessung mussten etwa 22% der Brückenoberfläche als Zone 2 (Betonabtrag bis hinter die Bewehrung) ausgeschieden werden. Von diesen 22% ist aber nur etwa bei 15% mit starker bis sehr starker Korrosion zu rechnen ($U \leq U(\ddot{U})$, Korrosionswahrscheinlichkeit $\geq 50\%$, s. Tabelle 29). Die restlichen 7% gehörten eigentlich zur Zone 1 (Betonabtrag ohne Freilegen der Bewehrung), d.h. zum Bereich mit einer Korrosionswahrscheinlichkeit $\leq 50\%$. Sie mussten aber der Zone 2 zugeschlagen werden, um vernünftige Flächen für den Abtrag mittels Höchstdruckwasserstrahlroboter zu erhalten.

Tabelle 31: Vergleich Punkt- und Potentialfeldmessung (Roflabrücke)



Liste der Abkürzungen und Symbole

ASB	Bundesamt für Strassenbau, Bern
EVED	Eidgenössisches Verkehrs- und Energiewirtschaftsdepartement, Bern
IBWK	Institut für Baustoffe, Werkstoffchemie und Korrosion, ETH Zürich
IG Pot	Interessengemeinschaft Potentialmessung Stahlbeton
SGK	Schweizerische Gesellschaft für Korrosionsschutz, Zürich
SIA	Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein
VSS	Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute, Zürich
CaO	Kalziumoxid
Ca(OH) ₂	Kalziumhydroxid
Cl ⁻	Chloridion
Cl ⁻ /OH ⁻	Verhältnis Chlorid- zu Hydroxidionenkonzentration
C ₃ A	Trikalziumaluminat (Bestandteil des Zementsteins)
CO ₂	Kohlendioxid
K ₂ O	Kaliumoxid
Na ₂ O	Natriumoxid
OH ⁻	Hydroxidion
O ₂	Sauerstoff
SiO ₂	Siliziumoxid
SO ₄ ²⁻	Sulfation
C	Beton oder Mörtel
CSE	Kupfer/Kupfersulfat-Referenzelektrode
FÜ, FBü	Fahrbahnübergang
KG	Korrosionsgrad
KKS	kathodischer Korrosionsschutz
N	Anzahl (Werte, Messungen)
PC, PZ	Portlandzement
RL	relative Luftfeuchtigkeit
W/Z	Wasser/Zement-Verhältnis
Z	Zement
c	Konzentration, mol/l, mg/l
Cl ⁻ _{krit}	kritischer Chloridgehalt
D	Diffusionskoeffizient, cm ² /s
d _Ü	Betonüberdeckung der Bewehrung, mm
d _K	Karbonatisierungstiefe, mm
d _K /d _Ü	Verhältnis Karbonatisierungstiefe im Phenolphthalein-Test zur Überdeckung
δ	Diffusionsgrenzschichtdicke, μm
E	Gleichgewichtspotential, mV oder V
F	Fläche, cm ² , m ²
F _K /F _A	Flächenverhältnis Anode zu Kathode
(F)	statistische Betrachtung: Wahrscheinlichkeit, (%)
(F)	Faradaykonstante, Gleichung 2, 3)
i	Stromdichte, mA/cm ² oder A/cm ²
i _A	anodische Teilstromdichte, mA/cm ² oder A/cm ²
i _D	Diffusionsgrenzstromdichte, mA/cm ² oder A/cm ²
i _{Kath}	kathodische (Teil)stromdichte, mA/cm ² oder A/cm ²
i _{Korr}	Korrosionsstromdichte oder -geschwindigkeit, mA/cm ² oder A/cm ²
I _{Korr}	Korrosionsstrom, mA oder A
i _{krit}	kritische Stromdichte für Passivierung, mA/cm ² oder A/cm ²
i _{Pass}	Passivstromdichte, mA/cm ² oder A/cm ²
i _S	Summenstromdichte, mA/cm ² oder A/cm ²
R	elektrischer Widerstand, Ω
R _E	ohm'scher Elektrolytwiderstand, Ω
R _A	elektrochemischer Widerstand an der Anode, Ω
R _K	elektrochemischer Widerstand an der Kathode, Ω
R _P	elektrochemischer Polarisationswiderstand, Ω
(R)	universelle Gaskonstante, Gleichung 2)
ρ _C	spezifischer elektrischer Widerstand des Betons, Ωm
σ _C	spezifische elektrische Leitfähigkeit des Betons, Ω ⁻¹ m ⁻¹

U	Potential, Spannung, mV oder V
U_{Korr}	Korrosionspotential, mV oder V
U_{L}	Lochfrasspotential, mV oder V
U_{Pass}	Passivierungspotential, mV oder V
$U(\text{K})$	Grenzpotalential für Korrosion an der Bewehrung, mV oder V
$U(\text{Ü})$	Grenzpotalential des Übergangsbereichs, mV oder V
$U(\text{P})$	Grenzpotalential für passiven, nichtkorrodierenden Zustand der Bewehrung, mV oder V
T	absolute Temperatur, K
W	Wassergehalt, Vol.%

M. %	Massenprozent
M.%(Cl ⁻)	Massenprozent Chlorid
M.%(Cl ⁻)/Z	Massenprozent Chlorid bezogen auf den Zementgehalt
M.%(Cl ⁻)/Z(Fe)	Massenprozent Chlorid bezogen auf den Zementgehalt auf Bewehrungsniveau
$mV_{\text{CSE}}, V_{\text{CSE}}$	Potentialwert bezogen auf die Kupfer/Kupfersulfat-Referenzelektrode
Vol. %	Volumenprozent

Indices

A	Anode
C	Beton oder Mörtel
CSE	Kupfer/Kupfersulfat-Referenzelektrode
E	Elektrolyt
Fe	Eisen, Stahl
K	Kathode
Kath	Kathode
Korr	Korrosion
krit	kritisch
L	Luft, Lochfrass
Pass	passiv
PW	Porenwasser

Literaturverzeichnis

Bücher

- [A] **Corrosion Rates of Steel in Concrete**, ASTM STP 1065, Eds.: N.S. Berke, V. Chaker and D. Whiting, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1990.
- [B] **Corrosion of Reinforcement in Concrete**, Eds.: C.L. Page, K.W.J. Treadway and P.B. Bamforth, Elsevier Applied Science, London, 1990.
- [C] **Erhaltung von Brücken - Aktuelle Forschungsergebnisse**, FBH-ASB-SIA-Tagung vom 11. März 1993, SIA D 099, 1993.
- [D] **Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction**, Ed.: A.P. Crane, Ellis Horwood Ltd., Chichester, England, 1983.
- [E] **Solving Rebar Corrosion Problems in Concrete**, NACE Seminar, Chicago, 27 - 29 Sept. 1982.
- [F] **Instandsetzung und Erhaltung von Bauten aus Beton und Stahlbeton**, Internationale Fachtagung, Innsbruck-Igls, 14. + 15. Jan. 1988, Veranstalter: Institut für Baustofflehre und Materialprüfung der Universität Innsbruck und Österreichischer Betonverein, Hrsg. W. Lukas, und W. Kusterle.
- [G] **The Corrosion of Steel in Concrete**, EEC Comett Course 17 - 19 Febr. 1992, Aachen und Oxford, Eds.: Institut für Bauforschung, RWTH Aachen und Department for Continuing Education, University of Oxford.
- [H] **Bridge Rehabilitation**, Proc. 3rd Inter. Workshop on Bridge Rehabilitation, Eds.: G. König and A.S. Nowak, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin, 1992.
- [I] **Durability of Structures**, IABSE Symposium, Lisbon, Ed.: Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, ETH Zürich, 1989.
- [K] **Corrosion of Steel in Concrete**, Report of the Technical Committee 60-CSC RILEM, Ed.: P. Schiessl, Chapman and Hall, London, 1988.
- [L] **Technologie und Anwendung der Baustoffe**, Hrsg.: H. Budelmann, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin, 1992.

Artikel aus Fachzeitschriften und Büchern

- [1] **ASTM - C 876**, Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete, Editions: 1977, 1980, 1987.
- [2] **Baker, A.F.**, Potential mapping techniques, Global Corrosion Consultant Seminar on corrosion in concrete - Monitoring, surveying, and control by cathodic protection, London, 13th May 1986, Paper No. 3.
- [3] **Elsener, B. and Böhni H.**, Potential mapping and corrosion of steel in concrete, in [A], p. 143-156.
- [4] **Elsener, B., Müller, S., Suter, M. and Böhni, H.**, Corrosion monitoring of steel in concrete - theory and practice, in [B], p. 348-357.
- [5] **Elsener, B.**, Korrosion in Stahlbetontragwerken - Einflussgrößen und Möglichkeiten der Überwachung, in [C], S. 45-53.
- [6] **Arup, H.**, The mechanisms of the protection of steel by concrete, in [C], p. 151-157.
- [7] **Tritthart, J. und Geymayer, H.**, Zerstörungsfreies Auffinden von Korrosionszonen der Bewehrung - Anwendung der Potentialdifferenzmessung, Beton 6, 1981, S. 237-240.

- [8] **Elsener, B. und Böhni, H.**, Elektrochemische Untersuchung der Korrosion von Armierungsstahl in Beton, SI+A, Vol. 102, 1984, S. 264-269.
- [9] **Durchführung und Interpretation der Potentialmessung an Stahlbetonbauten**, Merkblatt SIA 2006, Febr. 1993.
- [10] **Rosa, E.B., McCollum, B. and Peter, O.S.**, Electrolysis in concrete, Technologic Papers of the Bureau of Standards, March 1913, zit. nach [11].
- [11] **Husock, B., Wilson, R.M. and Hooker, W.H.**, Overview of the rebar corrosion problem, in [E], Paper No. 1.
- [12] **Zschokke, B.**, Über das Rosten der Eiseneinlagen im Eisenbeton, Schweiz. Bauzeitung, Bd. LXVII, Nr. 24, Juni 1916, zit. nach [13].
- [13] **Volkwein, A. und Springenschmid, R.**, Elektrochemische Grundlagen für die Korrosion von Stahl in Beton und Folgerungen für die Instandsetzung, in [F], S. 9-15.
- [14] **Verbeck, G.J.**, Mechanisms of corrosion of steel in concrete, American Concrete Institute, Detroit, Special Publications, 49-3, 1975, p.21-38.
- [15] **RILEM-CRC**, Report of a meeting held at Wexham Springs, Slough, England, RILEM Technical Committee Corrosion of Reinforcement of concrete, 6-9 Sept. 1965.
- [16] **Page, C.L. and Treadaway, K.W.J.**, Aspects of the electrochemistry of steel in concrete, Nature, Vol. 297 (1982), May, p. 109-115.
- [17] **Lambert, P., Page, C.L. and Vassie, P.R.W.**, Investigations of reinforcement corrosion. 2. Electrochemical monitoring of steel in chloride-contaminated concrete, Materials and Structures/Matériaux et Constructions, Vol. 24, 1991, p. 351-358. Part 1 in [102].
- [18] **Sohangpurwala A.S., Sundaresan R., Hartt, W.H. and Kessler, R.J.**, The effect of chloride and calcium hydroxide on corrosion of steel in aqueous solutions, Corrosion 90, 23 - 25 April 1990, Las Vegas, Paper No. 323.
- [19] **Page, C.L.**, Nature and properties of concrete in relation to reinforcement corrosion, in [G].
- [20] **Leek, D.S. and Poole, A.B.**, The breakdown of the passive film on high yield mild steel by chloride ions, in [B], p. 65-73.
- [21] **Hausmann, D.A.**, Steel corrosion in concrete - How does it occur ?, Materials Protection, Nov. 1967, p. 19-23.
- [22] **Henriksen, J.F.**, The corrosion and protection of steel in saturated $\text{Ca}(\text{OH})_2$ contaminated with NaCl, Corrosion Science, Vol. 20, 1980, p. 1241-1249.
- [23] **Funahashi, M. and Bushman, J.B.**, Technical review of 100 mV polarization shift criterion for reinforcing steel in concrete, Corrosion 90, 23 - 25 April 1990, Las Vegas, Paper No. 309.
- [24] **Benjamin, S.E. and Sykes, J.M.**, Chloride-induced pitting of swedish iron in ordinary portland cement mortars and alkaline solutions: the effect of temperature, in [B], p. 59-64.
- [25] **Müller, R.O. and Seipp, H.G.**, Condensers and other heat exchangers, Corrosion in Power Generating Equipment, Eds.: M.O. Speidel and A. Atrens, Plenum Publishing Corp., 1984, p. 385-396.
- [26] **Stratmann, M., Hoffmann, K. und Müller J.**, Die Bedeutung von Rostschichten für den Ablauf von Korrosionsreaktionen bei niedrig legierten Stählen, Werkst. und Korr., Vol. 42, 1991, S. 467-472.
- [27] **Nürnbergger, U.**, Corrosion problems of reinforcing steel in concrete off-shore structures, Eurocorr, 1987, p. 18-26.
- [28] **Nürnbergger, U.**, Chloridkorrosion von Stahl in Beton - Grundlegende Zusammenhänge und baupraktische Erfahrungen, Teil 1, Betonwerk+Fertigteil-Technik, 1984, H. 9, S. 601-612.

- [29] **Nürnbergger, U.**, Chloridkorrosion von Stahl in Beton, Teil 2, Betonwerk+Fertigteile-Technik, 1984, H. 10, S. 697-704.
- [30] **a) Rehm, G.**, Einfluss von Betongüte, Wasserhaushalt und Zeit auf das Eindringen von Chloriden in Beton, **b) Rehm, G., Nürnbergger, U. und Neubert, B.**, Chloridkorrosion von Stahl in gerissenem Beton, DAFStb, Heft 390, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1988.
- [31] **Giorv, O.E., Vennesland, O. and El-Busaidy, A.H.S.**, Diffusion of dissolved oxygen through concrete, Materials Performance, Dec. 1986, p. 39-44.
- [32] **ASTM-Step 818**, Corrosion of metals in association with concrete, Ed.: J.E. Slater, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1980.
- [33] **Corrosion of metals in concrete**, Committee 222 Report, ACI Journal, Jan. - Febr. 1985, p. 3-32.
- [34] **Setzer, M.J.**, Durability of Concrete in [H], p. 767-778.
- [35] **Thomas, M.D.A.**, The permeability of fly ash concrete, Materials and Structures, 25(1992), p. 388-396.
- [36] **Houst, Y.F. and Wittmann, F.H.**, Diffusion de gaz et durabilité du béton armé in [I], p. 139-144.
- [37] **Lambe, R.W., Humphrey, M.J. and Watkins, T.F.**, Development of materials for repair and protection of reinforced concrete in [B], p. 471-484.
- [38] **Catharin, P. und Federspiel, H.**, Der elektrische Widerstand des Betons, Elektrotechnik und Maschinenbau, Vol. 89, 1972, S. 399-407.
- [39] **Raupach, M.**, Zur chloridinduzierten Makroelementkorrosion von Stahl in Beton, DAFStb Heft Nr. 433, 1992.
- [40] **Nürnbergger U.**, Korrosion und Korrosionsschutz der Bewehrung im Massivbau - neuere Forschungsergebnisse, Folgerungen für die Praxis, Hinweise für das Regelwerk, DAFStb, Heft Nr. 405, 1990.
- [41] **Nöggerath, J.**, Zur Makroelementkorrosion von Stahl in Beton - Potential- und Stromverteilung in Abhängigkeit verschiedener Einflussgrößen, Diss. ETH Nr. 9310, 1990.
- [42] **Schiessl, P. und Schwarzkopf, M.**, Chloridinduzierte Korrosion von Stahl in Beton: Entwicklung einer Betonkorrosionszelle, Betonwerk+Fertigteile-Technik, H. 10, 1986, S. 626-635.
- [43] **Bundesminister für Verkehr (D)**, Erhaltungsarbeiten an Brücken, B 5223, 1990, S. 323-331.
- [44] **Isecke, B.**, Long term behavior of materials in a prestressed concrete bridge, in [B], p. 142-159.
- [45] **Browne, R.D., Geoghegan, M.P. and Baker, A.F.**, Analysis of structural condition from durability results, in [D], p. 193-222.
- [46] **Richtlinien zum Korrosionsschutz von erdverlegten metallischen Anlagen**, C2 der Korrosionskommission / Schweizerische Gesellschaft für Korrosionsschutz, 1993.
- [47] **Kaesche, H.**, Die Korrosion der Metalle, Springer-Verlag, Berlin, 2. Auflage, 1979.
- [48] **Böhni, H.**, Korrosion und Korrosionsschutz, Vorlesung Abt. IIID, ETH Zürich.
- [49] **Studer, W.**, Beurteilung der Betonqualität - physikalische Methoden, SI+A, Nr. 3, 1989, S. 43-47.
- [50] **Schiessl, P., and Bakker, R.**, Measures of protection, in [K], p. 70-78.
- [51] **Paulmann, K.**, Ein Verfahren zur Messung und Beurteilung der Dichtigkeit von Betonoberflächen, in [L], S. 127-130.
- [52] **Bamforth, P.B. and Pocock, D.C.**, Minimising the risk of chloride induced corrosion by selection of concreting materials, in [B], p. 119-131.

- [53] **Torrent, R.J. und Braun, H.**, Methoden zur Messung und Beurteilung der Kennwerte des Überdeckungsbetons auf der Baustelle, in [C], S. 17-25.
- [54] **Torrent, R. und Ebensperger, L.**, Studie über "Methoden zur Messung und Beurteilung der Kennwerte des Überdeckungsbetons auf der Baustelle", EVED/ASB, VSS Bericht Nr. 506, 1993.
- [55] **Keller, Th.**, Dauerhaftigkeit von Stahlbetontragwerken, Diss ETH Nr. 9605, Birkhäuser Verlag, Basel, 1991.
- [56] **Keller, Th.**, Aspekte zur Dauerhaftigkeit von Stahlbetontragwerken, SI+A, Nr. 44, 1992, S. 826-831.
- [57] **Zimbelmann, R.K.**, Die Kontaktzone zwischen Zuschlag und Zementstein als Komponente des Betongefüges, in [L], S. 51-57.
- [58] **Smolczyk, H.-G.**, Flüssigkeit in den Poren des Betons - Zusammensetzung und Transportvorgänge in der flüssigen Phase des Zementsteins, Beton-Information Vol. 24, Heft 1, 1984, S. 3-10.
- [59] **Schiessl, P.**, Initiation of corrosion - Carbonation of concrete and penetration of chlorides, in [G].
- [60] **Hanson, T.C.**, Physical structure of hardened cement paste. A classical approach, Matériaux et Constructions, Vol. 19, No. 114, 1986, p. 423-436.
- [61] **Hunkeler, F. und Holtzhauer, K.**, Mörtel und Beton - Wassergehalt, Porosität und elektrischer Widerstand, SI+A, im Druck, 1994.
- [62] **Klopfer, H.**, Bauphysikalische Aspekte für die Auswahl von Beschichtungen für Betonoberflächen in: Korrosionsschutz für Stahl und Stahlbeton im Kraftwerksbau, VGB Technische Vereinigung der Grosskraftwerksbetreiber e.V., Essen, 1989.
- [63] **a) Hundt, J. und Wagner, J.**, Einfluss des Feuchtigkeitsgehaltes und des Reifegrades auf die Wärmeleitfähigkeit von Beton; **b) Hundt, J. und Kantelberg, H.**, Sorptionsuntersuchungen an Zementstein, Zementmörtel und Beton, DAfStb, Heft Nr. 297, 1978.
- [64] **Oberholster, R.E.**, Pore structure, permeability and diffusivity of hardened cement paste and concrete in relation to durability: status and prospects, 8th Int. Congress on the Chemistry of Cement, Rio de Janeiro, 22 - 27 Sept. 1986, Vol. 4, 1986, p. 323-335.
- [65] **Klopfer, H.**, Wassertransport durch Diffusion in Feststoffen, Bauverlag GmbH, Wiesbaden und Berlin, 1974.
- [66] **Setzer, M.J.**, Tieftemperaturverhalten und Mikrogefüge von Beton, in [L] S. 159-166.
- [67] **Elsener, B.**, Ionenmigration und elektrische Leitfähigkeit im Beton, SIA-Tagung Korrosion- und Korrosionsschutz Teil 5: Elektrochemische Schutzverfahren für Stahlbetonbauwerken vom 15. Nov. 1990, SIA-D065, S. 51-59.
- [68] **Flückiger, D.**, Beschreibung des Feuchtigkeitstransportes im Zementstein mit Hilfe der Perkolationstheorie, Diss. ETH Nr. 10'223, 1993.
- [69] **Flückiger, D., Elsener, B., Studer, W. und Böhni H.**, Schutz von Beton durch Betonbeschichtungen, SI+A, Nr. 23, 1993, S. 375-382.
- [70] **Wittmann, F.H. und Lunk, P.**, Beeinflussung des Feuchtigkeits- und Ionentransportes in Beton durch oberflächentechnologische Massnahmen, EVED/ASB, VSS Bericht Nr. 217, 1991.
- [71] **Wittmann, F.H. und Lunk, P.**, Beeinflussung des Feuchtigkeits- und Ionentransportes in Beton durch oberflächentechnologische Massnahmen, in [C], S. 27-35.
- [72] **Frey, R.**, Neuere reaktionskinetische Erkenntnisse zum Mechanismus der Chloriddiffusion im Zementstein von Betonen, Habilitationsschrift, 1990.
- [73] **Bunte, D.**, Die Prognose der Lebensdauer von Stahlbetonbauteilen, in [L], S. 153-158.

- [74] **Hilsdorf, H.K.**, Stoffgesetze für Beton in der CEB-FIP-Mustervorschrift MC 90, in [L], S. 95-104.
- [75] **Gowers, K.R., Millard, S.G. and Bungey, J.H.**, The influence of environmental conditions upon the measurement of concrete resistivity for the assessment of corrosion durability, Proc. Conf. of the British Institute of Non-destructive Testing, University of Liverpool, 14 - 16 April 1993, Vol. 2, p. 633-657.
- [76] **Pocock, D.C., Gurusamy, K. and McAnoy, R.**, Protective measures for new or existing reinforced concretes structures - An update on current developments, Taywood Engineering Ltd., London, 1990.
- [77] **Smolczyk, H.-G.**, Stand der Kenntnis über Chloriddiffusion im Beton, Betonwerk + Fertigteiltechnik, H. 12, 1984, S. 837-843.
- [78] **Hansson, C.M. and Sorenson, B.**, The threshold concentration of chloride in concrete for the initiation of reinforcement corrosion, in [A], p. 3-16.
- [79] **Holden, W.R., Page, C.L. and Short, N.R.**, The influence of chlorides and sulphates on durability, in [D], p. 143-150.
- [80] **Kawakami, H.**, A study of chloride concentration in a reinforced concrete building with diffusion theory, Trans. Japan Concrete Institute, Vol. 7, 1985, p. 149-156.
- [81] **Ohama, Y., Demura, K. and Miyake, M.**, Resistance of polymer-modified mortars to chloride penetration, Fourth International Conference on Durability of Building Material & Components, Singapore, 1987, p. 559-566.
- [82] **Jungwirth, D., Beyer, E. und Grübl, P.**, Dauerhafte Betonbauwerke - Substanzerhaltung und Schadensvermeidung in Forschung und Praxis, Beton-Verlag, 1986.
- [83] **Goto, S. and Daimon, M.**, Ion diffusion in cement paste, Quelle unbekannt.
- [84] **Bürge, Th.A.**, Densified silica-cement coating as an effective corrosion protection, in [D] S. 333-342.
- [85] **Tritthart, J.**, Pore solution composition and other factors influencing the corrosion risk of reinforcement in concrete, in [B], p. 96-106.
- [86] **Hunkeler, F.**, Untersuchungen zum kathodischen Korrosionsschutz von Stahlbeton im Tunnel San Bernardino, EVED/ASB, VSS Bericht Nr. 508, 1992.
- [87] **Hunkeler, F.**, Kathodischer Korrosionsschutz - Stand der Forschung und Erfahrung in der Schweiz, in [C], S. 55-63.
- [88] **Bennett, J.E. and Schue, T.J.**, Electrochemical chloride removal from concrete: A SHRP contract status report, Corrosion 90, Paper No. 316, 1989.
- [89] **Polder, R.B. and van den Hondel, H.**, Electrochemical realkalisation and chloride removal of concrete, TNO Building and Construction, Delft, TNO-Report BI-92-138, Oct. 1992.
- [90] **Hunkeler, F.**, Elektrischer Widerstand von Mörteln und Beton, SI+A, Nr. 43, 1993, S. 767-772.
- [91] **Elsener, B.**, Corrosion of Steel in mortar studied by impedance measurements, Toulouse, 1985.
- [92] **Polder, R.B., Valente, M., Cigna, R. and Valente, T.**, Laboratory investigation of concrete resistivity and corrosion rate of reinforcement in atmospheric conditions, TNO Building and Construction, Delft, TNO-Report BI-92-139, Oct. 1992.
- [93] **Tondi, A., Polder, R.B. and Cigna, R.**, Concrete resistivity and corrosion rate of reinforcement in atmospheric concrete after one year, TNO Building and Construction, Delft, TNO-Report 93-BT-R0170, March 1993.

- [94] **Browne, R.D., Geoghegan, M.P.**, The corrosion of concrete marine structures: the present situation; Proc. Symp. on Corrosion of steel reinforcements in concrete construction, Soc. Chem. Ind., Materials Preservation Group, Road and Building Materials Group, London 15. Febr. 1978, Publ. Soc. Chem. Ind., London, 1979.
- [95] **Elsener, B.**, Elektrochemische Methoden zur Bauwerksüberwachung, SIA-Tagung Korrosion- und Korrosionsschutz Teil 1: Zerstörungsfreie Prüfung an Stahlbetonbauwerken vom 20. Jan. 1988, SIA D 020, S. 27-37.
- [96] **Millard, S.G., Ghassemi, M.H., Bungey, J.H.**, Assessing the electrical resistivity of concrete structures for corrosion durability studies, in [B], p. 303-313.
- [97] **Naish, C.C., Harker, A. and Carney, R.F.A.**, Concrete inspection: interpretation of potential and resistivity measurements, in [B], p. 314-332.
- [98] **Schiessl, P. and Raupach, M.**, Monitoring of the corrosion risk for the reinforcement of bridges, in [H], p 741-752.
- [99] **Schickert, G., Krause, M. und Wiggerhauser, H.**, Studie zur Anwendung zerstörungsfreier Prüfverfahren bei Ingenieurbauwerken, ZfP Bau-Kompodium, BAM Forschungsbericht Nr. 177, Berlin, 1991, S. 163+164.
- [100] **Bundesminister für Verkehr (D)**, a) Eindringen von Chloriden und Karbonatisierung des Betons im Sprühnebelbereich von Strassenbrücken; b) Untersuchungen zur Einwirkung von Tausalzen auf Brückenbauwerke aus Stahlbeton, Forschung Strassenbau und Strassenverkehrstechnik, Heft 370, 1982.
- [101] **Thornburn, S.**, Calcium chloride in reinforced concrete - Cathodic protection as a remedial measure, Seminar on Corrosion in Concrete - Monitoring, Surveying, and Control by Cathodic Protection, London, 1986.
- [102] **Page, C.L., Lambert, P., Vassie, P.R.W.**, Investigation of reinforcement corrosion. 1. The pore electrolyte phase in chloride-contaminated concrete, Materials and Structures, Vol. 24, 1991, p. 243-252. Part 2 in [17].
- [103] **Frey, R. und Rehm, G.**, Einwirkung von Streusalzen auf Betone unter gezielt praxisnahen Bedingungen, DAfStb, Heft 384, 1987.
- [104] **Uji, K., Matsuoka, Y. and Maruya, T.**, Formulation on an equation for surface chloride content of concrete due to permeation of chloride, in [B], p. 258-267.
- [105] **Thomas, M.D.A., Mathews, J.D. and Haynes, C.A.**, Chloride diffusion and reinforcement corrosion in marine exposed concretes containing pulverized-fuel ash, in [B], p. 198-212.
- [106] **Öchsner, W.Ph., Schwarz, H., Semet, W. und Vogt, O.**, Einfluss der Sulfatphasen im Zementstein auf die Korrosion der Bewehrung im Beton, Bautenschutz+Bausanierung, Vol. 6, H. 3, 1983, S. 89-93.
- [107] **Öchsner, W.Ph.**, Einfluss der Sulfatphasen im Zementstein auf die Korrosion der Bewehrung im Beton, Proc. Int. Conf. Material Science and Restoration, Ed.: F.H. Wittmann, TA Esslingen, 1983, S. 167-170.
- [108] **Müller, R.O. und Holtzhauer, K.**, Kathodischer Korrosionsschutz von Bewehrungsstählen, Langzeitstabilität von Anodenmaterialien und Mörteln, EVED/ASB, VSS Bericht Nr. 503, 1992.
- [109] **Elsener, B. und Molina, M.**, Elektrochemische Chloridentfernung an Stahlbetonbauwerken, EVED/ASB, VSS Bericht Nr. 507, 1992.
- [110] **Vassie, P.R.**, Non-destructive evaluation of the corrosion of concrete reinforcement by chlorides, Proc. Symposium Corrosion of steel reinforcement in concrete construction, Society of Chemical Industry, London, 1979.
- [111] **Aziz, M.A. and Mansur, M.A.**, Deterioration of marine concrete structures with special emphasis on corrosion of steel and its remedies, in [D], p. 96-99.

- [112] **Maultsch, M.**, Vorgänge beim Angriff von Chloridlösungen auf Zementstein und Beton, *Material und Technik*, H. 3, 1983, S. 83-90.
- [113] **Hoffmann, D.W.**, Changes in structure and chemistry of cement mortars stressed by a sodium chloride solution, *Cement and Concrete Research*, Vol. 14, 1984, p. 49-56.
- [114] **Byfors, K. and Hansson, C.M.**, Pore solution expression as a method to determine the influence of mineral additives on chloride binding, *Cement and Concrete Research*, Vol. 16, 1986, p. 760-770.
- [115] **Page, C.L.**, Corrosion and corrosion control of steel in concrete, *Cathodic protection - Theory and Practice*, 2nd International Conference and Exhibition, European Federation of Corrosion Event 157, 26-28 June 1989.
- [116] **Dhir, R.K. and Jones, M.R.**, Influence of PFA on proportion of free chlorides in salt contaminated concrete, in [B], p. 227-236.
- [117] **Rasheeduzzafar Al-Saadoun, S.S., Dakhil, F.H. and Al-Gahtani, A.S.**, Effect of cement composition on corrosion of reinforcing steel in concrete, in [B], p. 213-226.
- [118] **Brown, J.H.**, Factors affecting steel corrosion in concrete bridge substructures, in [I], p. 543-548.
- [119] **Hunkeler, F.**, Bauwerksinspektion mittels Potentialmessung - Anwendung am Beispiel von Brückenplatten, *SI+A*, Nr. 12, 1991, S. 272-278.
- [120] **Schiessl, P. and Raupach, M.**, Influence of concrete composition and microclimate on the critical chloride content in concrete, in [B], p. 49-58.
- [121] **Al-Tayyib, A.J., Somuah, S.K., Boah, J.K., Leblanc, P. and Al-Mana, A.I.**, Laboratory study on the effect of sulfate ions on rebar corrosion, *Cement and Concrete Research*, Vol. 18, 1988, p. 774-782.
- [122] **Engell, H.-J.**, Über die Korrosion von Stahl in sulfathaltigem Beton, *Corrosion Science*, Vol. 6, 1966, p. 197-198.
- [123] **MacMillan, G.L. and Treadaway, K.W.J.**, An exposure trial of concrete durability in arabian gulf conditions, in [B], p. 109-118.
- [124] **Kayyali, O.A. and Haque, M.N.**, Chloride penetration and the ratio of Cl^-/OH^- in the pores of cement paste, *Cement and Concrete Research*, Vol. 18, 1988, p. 895-900.
- [125] **Raharinaivo, A., Grimaldi, G. and Carpio, J.J.**, Forecasting the initiation of rebar corrosion, *Civil Engineering European Courses, Cathodic Protection of Reinforcement in Concrete*, Paris 26-27 May 1992.
- [126] **Bakker, R.F.M.**, Initiation Period, in [K], p. 22-55.
- [127] **Parrott, L.J.**, Damage caused by carbonation of reinforced concrete, *Materials and Structures/ Matériaux et Constructions*, Vol. 23, 1990, p. 230-234.
- [128] **Grunau, E.B.**, *Stahlbeton - Instandhaltung und Schutz*, Verlagsgesellschaft R. Müller GmbH, Köln, 1986.
- [129] **Weber, J.**, Die Karbonatisierung des Betons und deren Einfluss auf die Betonbeständigkeit, *Strasse und Verkehr*, Nr. 4, 1987, S. 226-232.
- [130] a) **Meyer, A., Wierig, H.-J. und Husmann, K.**, Karbonatisierung von Schwerbeton, b) **Schröder, F., Smolczyk, H.-G., Grade, K., Vinkeloe, R. und Roth, R.**, Einfluss von Luftkohlenensäure und Feuchtigkeit auf die Beschaffenheit des Betons als Korrosionsschutz für Stahleinlagen, *DAFStb*, Heft 182, 1967.
- [131] **Seeli, A.**, *Betonschäden im Hochbau*, SIA/EMPA, SIA D 092, 1992.
- [132] **Gonzalez, J.A., Alonso, C. and Andrade, C.**, Corrosion rate of reinfordements during accelerated carbonation of mortar made with different types of cement, in [D], p.159-174.

- [133] Nischer, P., Einfluss von Umwelt- und Betongüte auf die Karbonatisierung, Betonwerk+Fertigteil-Technik, Heft 11, 1984, S. 752-757.
- [134] Nischer, P., Einfluss der Betongüte auf die Karbonatisierung, Zement und Beton, Vol. 29, H. 1, 1984, S. 11-15.
- [135] Ho, D.W.S. and Lewis, R.K., Carbonation of concrete and its prediction, Cement and Concrete Research, Vol. 17, 1987, p. 489-504.
- [136] Thielen, G., Ermittlung des Carbonatisierungsverhaltens von Mörtel und Beton mit erhöhter CO₂-Konzentration zur Abschätzung des Korrosionsrisikos, Ergebnisse des Forschungs- und Entwicklungsprogramms "Korrosion und Korrosionsschutz", Dechema, Frankfurt, Band 6: 1990 - 1993, S. 219-223.
- [137] Goretzki, L., Henning, O. und Überschaer, K., Infrarotspektroskopische und thermoanalytische Untersuchung des Phasenprofils an karbonatisierten Betonen, Bautenschutz + Bausanierung, 12, 1989, S. 1-8.
- [138] Martin, H., Rauen, A. und Schiessl, P., Karbonatisierung von Beton aus verschiedenen Zementen, Betonwerk+Fertigteil-Technik, H. 12, 1975, S. 588-590.
- [139] Rostasy, F.S. und Bunte, D., Evaluation of on-site conditions and durability of concrete panels exposed to weather, in [I], p. 145-149.
- [140] Hergenroeder, M. und Rackwitz, R., Maintenance strategy for RC-Elements under normal outdoor exposure conditions, in [H], p. 807-816.
- [141] Treadaway, K.W.J., Cox, R.N. and Brown, B.L., Durability of corrosion resisting steels in concrete, Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 1, Vol. 86, 1989, April, p. 305-331.
- [142] Bennett, J., A current-based criterion for cathodic protection of reinforced concrete structures, Proc. 12th International Corrosion Congress, Houston, 20 - 24 Sept. 1993, Vol. 5, p.3220-3234.
- [143] Broomfield, J.P., Rodriguez, J., Ortega, L.M. and Garcia, A.M., Corrosion rate measurements in concrete bridges by means of the linear polarization technique implemented in a field device, Philip D. Cady Int. Symp. on the Condition Assessment, Protection, Repair and Rehabilitation of Concrete Bridges Exposed to Aggressive Environments, ACI fall convention, Minneapolis, Nov. 1993.
- [144] Hope, B.B. and Ip, A.K., Corrosion and electrical impedance in concrete, Cement and Concrete Research, Vol. 15 (1985), p. 525-534.
- [145] Gonzalez, J.A. and Andrade, C., Effect of carbonation, chlorides and relative ambient humidity on the corrosion of galvanized rebars embedded in concrete, Br. Corr. J., Vol. 17, 1982, p. 21-28.
- [146] Alonso, C., Andrade, C. and Gonzalez, J.A., Relation between resistivity and corrosion rate of reinforcements in carbonated mortar made with several cement types, Cement and Concrete Research, Vol. 8, 1988, p. 687-698.
- [147] Andrade, C., Alonso, M.C. and Gonzalez, J.A., An initial effort to use the corrosion rate measurements for estimating rebar durability, in: [A], p. 29-37.
- [148] Andrade, C., Assessing the corrosion rates of rebars by electrochemical, non-destructive methods, Civil engineering European Courses, Cathodic Protection of Reinforcement in Concrete, Paris 26-27 May 1992.
- [149] Hunkeler, F., The essentials for reinforced concrete monitoring - particular emphasis on CP onset and future responses, Conference on Structural Improvement through Corrosion Protection of Reinforced Concrete, 2-3 June 1992, London.
- [150] Condition Evaluation of Concrete Bridges Relative to Reinforcement Corrosion, Vol. 2: Method for Measuring the Corrosion Rate of Reinforcing Steel, Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington, DC, SHRP-S/FR-92-104, 1992.

- [151] **Elsener, B.**, Monitoring corrosion of steel in concrete - an impedance approach, Proc. 8th European Congress of Corrosion, Nizza, 1985, Vol. I, p. 1-6.
- [152] **Sergi, G., Lattey, S.E. and Page, C.L.**, Influence of surface treatments on corrosion rates of steel in carbonated concrete, in [B], p. 409-419.
- [153] **Gonzalez, J.A., Algaba, S. and Andrade, C.**, Corrosion of reinforcing bars in carbonated concrete, Br. Corr. J., Vol. 15, 1980, p. 135-139.
- [154] **Elsener, B., Wojtas, H. and Böhni, H.**, Inspection and monitoring of reinforced concrete structures - electrochemical methods to detect corrosion, Proc. 12th International Corrosion Congress, Houston, 20 - 24 Sept. 1993, Vol. 5, p. 3260-3270.
- [155] **Corrosion of Reinforcement in Concrete**, Eds.: C.L. Page, K.W.J. Treadway and P.B. Bamforth, Elsevier Applied Science, London, 1990; wie [B].
- [156] **Van Daveer, J.R.**, Techniques for evaluating reinforced bridge decks, ACI Journal, Vol. 12, 1975, p. 697-704, zit. nach [11].
- [157] **Broomfield, J.P., Langford, P.E. and Ewins, A.J.**, The use of a potential wheel to survey reinforced concrete structures, in [A], p. 157-173.
- [158] **Pastore, T., Pedferri, P., Tettamanti, M. and Reding, J.T.**, Potential measurements of steel in concrete using membrane probes, NACE Conf. Corrosion 91, 11 - 15 March 1991, Cincinnati, Ohio, Paper No. 118, p. 1-13.
- [159] **Pathmanaban, S.**, Practical corrosion potential monitoring in concrete, Global Corrosion Consultant Seminar on corrosion in concrete - Practical aspects of control by cathodic protection, London, 11th May 1987.
- [160] **Berkeley, K.P.C. and Pathmanaban, S.**, Practical potential monitoring in concrete, UK Corrosion 87, Brighton, 26-28 Oct. 1987.
- [161] **Aguilar, A., Sagues, A.A. and Powers, R.G.**, Corrosion measurements of reinforcing steel in partially submerged concrete slabs, in [A], p. 66-85.
- [162] **Gurusamy, K.N. and Geoghegan, M.P.**, The long term performance of embedded reference electrodes for cathodic protection and insitu monitoring of steel in concrete, in [B], p. 333-347.
- [163] **Schmalz, P. und Malric, B.**, Korrosionsbekämpfung im Stahlbeton durch Inhibitoren auf MFP-Basis, in [C], S. 65-71.
- [164] **Nürnberger, U.**, Betontechnologische Einflüsse auf Stahl/Beton-Potentiale, Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung e.V., Symp. Zerstörungsfreie Prüfung im Bauwesen, 27.2-1.3. 1991 in Berlin, S. 312-318.
- [165] **Nürnberger, U.**, Zerstörungsfreies Erfassen korrodierender Bewehrung in Beton, Werkst. und Korrosion, Vol. 43, 1992, S. 538-541.
- [166] **Cziesielski, E., Marquardt, M.**, Auffinden korrodierender Bewehrung mit der elektrochemischen Potentialdifferenzmessung, Bautechnik, Vol. 65, 1988, H. 7, S. 226-232.
- [167] **Schwitzer, H.**, Der Einfluss der Bewitterung auf das Korrosionsverhalten unlegierter und niedriglegierter Stähle, Bericht IBWK, ETH Zürich, 1979.
- [168] **Tamura, H., Nagayama, M. and Shimosawa, K.**, Effect of concrete cover on the monitoring of corrosion of steel in concrete in concrete, in [B], p. 372-383.
- [169] **Menzel, K. und Preusker, H.**, Potentialmessung: Eine Methode zur zerstörungsfreien Feststellung von Korrosion an der Bewehrung, Bauingenieur, Vol. 64, 1989, S. 181-186.

- [170] **Hunkeler, F.**, N13, Tunnel San Bernardino - Potentialfeldmessungen an der Ober- und Unterseite der Fahrbahnplatte, Bericht SGK Nr. 9191 zu Handen des kant. Tiefbauamtes Graubünden, 27. Sept. 1991.
- [171] **Broomfield, J.P., Langford, P.E. and Ewins, A.J.**, The use of a "potential wheel" to survey reinforced concrete structures, UK Corrosion, 87, Brighton, 26 - 28 Oct. 1987.
- [172] **Schroeter, B.**, La télésurveillance pour les ouvrages d'art, in [C], S. 139-141.
- [173] **Molina, M., Elsener, B. und Böhni, H.**, Zerstörungsfreie Erfassung von Chloriden in Stahlbeton durch ionensensitive Sensoren, 3. Int. Koll. Werkstoffwissenschaften und Bausanierung, Bd. 420, Ed.: F.H. Wittmann, Expert-Verlag, Vol. 1, 1992, S. 745-763.
- [174] **Grimaldi, M. and Raharinaivo, M.**, Mesure du potentiel d'électrode des armatures dans les bétons immergés, Civil engineering European Courses, Cathodic Protection of Reinforced Concrete, Paris, 26 - 27 May 1992.
- [175] **Untersuchungstechniken im Tief- und Ingenieurbau**, Bundesamt für Konjunkturfragen, Bern, 724.453 d, 1991.
- [176] **Schutzsysteme im Tief- und Ingenieurbau**, Bundesamt für Konjunkturfragen, Bern, 724.455 d, 1992.
- [177] **Zustandsuntersuchung an bestehenden Bauwerken**, Bundesamt für Konjunkturfragen, Bern, 724.456 d, 1992.
- [178] **Betoninstandsetzung mit System**, Bundesamt für Konjunkturfragen, Bern, 724.462 d, 1993.
- [179] **Stratfull, R.F.**, Criteria for the cathodic protection of bridge decks, in [D], p. 287-331.
- [180] **Elsener, B.**, Potentialfeldmessungen - Zerstörungsfreie Lokalisierung der Korrosion in Stahlbetonbauwerken, 1. Interkorr, Korrosion und Korrosionsschutz im Bauwesen, Berlin, 18. - 20. März 1991, S. 201-226.
- [181] **Elsener, B. and Böhni, H.**, Electrochemical methods for the inspection of reinforcement corrosion in concrete structures - field experience, Materials Science Forum, Vol. 111, 1992, p. 635-646.
- [182] **Elsener, B.**, N 13 Tunnel San Bernardino, Korrelation Potentialfeldmessung/Zustand der Armierung, Schlussbericht IBWK zu Handen des kant. Tiefbauamtes Graubünden, 12. Jan. 1987.
- [183] **Elsener, B. und Böhni, H.**, Lokalisierung von Korrosion im Stahlbeton, SI+A, Vol. 105, 1987, S. 528-533.
- [183] **Maier, J. und Weder, Ch.**, Potentialfeldmessung an den Stützmauern einer Eisenbahnüberführung, SI+A, Nr. 44, 1991, S. 1044-1048.
- [184] **Weber, J.W., Raupach, M.**, Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von Instandsetzungen bei Betonen mit hohem Chloridgehalt, Institut für Bauforschung, RWTH Aachen, Bericht Nr. F 261, 1993.

Bezugsquelle: VSS Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute
Seefeldstrasse 9
8008 Zürich

Tel. 01/251 69 14
Fax 01/252 31 30