

Instandsetzung von Galerien – Wirkung und Wirksamkeit der ergriffenen Massnahmen

**Remise en état de galeries – effet et efficacité des
mesures réalisées**

**Rehabilitation of galleries – effect and effectiveness
of the adopted measures**

**TFB, Technische Forschung und Beratung für Zement und Beton, Wildegg
Heidi Ungricht, Dr. sc., dipl. Bauing. ETH
Fritz Hunkeler, Dr. sc. techn., dipl. Werkstoffing. ETH**

**Objektbezogener Forschungsauftrag AGB2005/025 auf Antrag der
Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB) und des Amts für Tiefbau
des Kantons Uri**



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la
communication DETEC
Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle
comunicazioni DATEC

Bundesamt für Strassen
Office fédéral des routes
Ufficio federale delle Strade

Instandsetzung von Galerien – Wirkung und Wirksamkeit der ergriffenen Massnahmen

**Remise en état de galeries – effet et efficacité
des mesures réalisées**

**Rehabilitation of galleries – effect and effectiveness
of the adopted measures**

**TFB, Technische Forschung und Beratung für Zement
und Beton, Wildegg
Heidi Ungricht, Dr. sc., dipl. Bauing. ETH
Fritz Hunkeler, Dr. sc. techn., dipl. Werkstoffing. ETH**

**Objektbezogener Forschungsauftrag AGB2005/025 auf Antrag der
Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB) und des Amtes für Tiefbau
des Kantons Uri**

Vorwort

Die Bauarbeiten für die A2 zwischen Amsteg und Wassen begannen 1963 und die Inbetriebnahme erfolgte abschnittsweise zwischen 1971 und 1975. Die Autobahn besteht in diesem Abschnitt vorwiegend aus Kunstbauten, die Hindernisse über- oder durchqueren oder die dem Schutz der Autobahn vor Naturgefahren dienen: Brücken, Galerien, Tunnels und viele Stützmauern. In den Jahren 1990 bis 1998 wurden umfassende Instandsetzungsmassnahmen an der Tragstruktur der Bauwerke ergriffen. Ursache der Schäden war zu einem grossen Teil die chloridinduzierte Korrosion.

Teilweise kamen neuartige Instandsetzungsmassnahmen zur Ausführung. Die Technische Forschung und Beratung für Zement und Beton (TFB) in Wildegg wurde deshalb vom Amt für Tiefbau des Kantons Uri beauftragt, den Erfolg der Instandsetzungen zu überprüfen. So wurden ausgewählte Bauteile während 6 bis 8 Jahren korrosionstechnisch überwacht. Im Vordergrund des Interesses stand die Veränderung der Betonfeuchtigkeit der instand gesetzten Bauteile und darauf basierend, die Beurteilung der Entwicklung der Korrosion. Weiter sollte eine Grundlage für die Bestimmung des zulässigen Restchloridgehalts geschaffen und die Mobilität von Chloriden nach einer Instandsetzung untersucht werden.

Die Ergebnisse der Überwachung der verschiedenen Bauteile wurden in verschiedenen Berichten zu Händen des Auftraggebers (Amt für Tiefbau des Kantons Uri) und der projektierenden Ingenieure der Instandsetzungen zusammengestellt und umfassend beurteilt. Die einzelnen Berichte sind für ein breiteres Publikum nicht zugänglich. Da die gewonnenen Ergebnisse und Erkenntnisse aber auch für andere Bauherren und projektierende Ingenieure von grossem Interesse sind, wurde beschlossen, diese im vorliegenden Bericht zusammenzufassen, mit einzelnen Aspekten zu ergänzen und so einer breiteren Fachwelt zugänglich zu machen.

Ein grosser Dank geht an das Amt für Tiefbau des Kantons Uri, insbesondere an Heribert Huber, der die Arbeit angeregt hatte, die Finanzierung sicher stellte und so die Beschaffung von wertvollen Erkenntnissen im allgemeinen Interesse ermöglichte. Der vorliegende Bericht wurde von der Arbeitsgruppe „Chloridbelasteter Beton“ unter dem Vorsitz von Heribert Huber genehmigt. Mitglieder der Arbeitsgruppe waren: Heribert Huber, Prof. em. Dr. Hans Böhini, Michel Donzel, Dr. Fritz Hunkeler, Dr. Yves Schiegg, Andreas Steiger, Dr. Philipp Stoffel und Dr. Heidi Ungricht.

Inhaltsverzeichnis

Vorwort	i
Zusammenfassung	vii
Résumé	xi
Summary	xv
1 Einleitung	1
1.1 Die untersuchten Objekte	1
1.2 Ausgangslage und Zielsetzungen	3
2 Grundlagen und Literatur	5
2.1 Korrosion und Korrosionsgeschwindigkeit	5
2.2 Kritischer Chloridgehalt	8
2.2.1 Einflüsse auf den kritischen Chloridgehalt	9
2.2.2 Publierte Werte	10
2.3 Chloride im Beton: Speicherung und Transport	13
2.3.1 Chloridbindung	13
2.3.2 Kapillartransport (Huckepack)	13
2.3.3 Diffusion	14
2.3.4 Migration	15
2.4 Spezifischer elektrischer Widerstand und spezifische elektrische Leitfähigkeit	16
2.4.1 Abhängigkeit der Leitfähigkeit der Porenlösung von der Zusammensetzung	16
2.4.2 Die Temperaturabhängigkeit der Leitfähigkeit von Lösungen	16
2.4.3 Der Einfluss der Betonqualität auf den spezifischen elektrischen Widerstand	17
2.4.4 Der Einfluss der Feuchtigkeit auf den spezifischen elektrischen Widerstand von Beton	17
2.4.5 Der Einfluss der Temperatur auf den spezifischen elektrischen Betonwiderstand	17
2.5 Messung des elektrischen Widerstands vor Ort	19
2.5.1 Messung des elektrischen Widerstands mit Multiringelektroden	19
2.5.2 Kompensation der Geometrieabhängigkeit	19
2.5.3 Kompensation der Temperaturabhängigkeit	19
2.6 Messung des spezifischen elektrischen Widerstands im Labor	20

3	Instandsetzungsprojekte und Überwachungskonzepte	21
3.1	Instandsetzungsprojekt	21
3.1.1	Instandsetzung der Stützen	21
3.1.2	Instandsetzung der Rückwand	22
3.2	Überwachungskonzept bei den Stützen	23
3.3	Überwachungskonzept bei der Rückwand	25
4	Ausgangszustand	27
4.1	Galerie Gütli	27
4.1.1	Mittelstützen	27
4.1.2	Rückwand	28
4.2	Galerie Wilerplanggen	32
4.2.1	Zustandsuntersuchung 1992 an Mittel- und Aussenstützen	32
4.2.2	Zusatzuntersuchung 1998 an den Aussenstützen	33
4.3	Zusammenfassung Ausgangszustand	35
5	Resultate der Messungen vor Ort	37
5.1	Mittel- und Aussenstützen	37
5.1.1	Potenzialmessungen	37
5.1.2	Messungen des elektrischen Widerstands	40
5.2	Rückwand	42
5.2.1	Potenzialmessungen	42
5.2.2	Messungen des elektrischen Widerstands	44
5.2.3	Chloridanalysen	46
6	Resultate der Messungen im Labor	49
6.1	Bestimmung des spezifischen elektrischen Widerstands	49
6.1.1	Altbeton	51
6.1.2	Pumpbeton	52
6.2	Messungen des elektrischen Widerstands an MRE	54
6.2.1	Elektrischer Widerstand über die Länge der MRE	54
6.2.2	Abhängigkeit von der Feuchtigkeit und von der Zeit	55
6.3	Zusammenhang zwischen dem elektrischen Widerstand an MRE und dem spezifischen elektrischen Widerstand	57
6.3.1	Messungen des elektrischen Widerstands an MRE in Lösungen ...	57
6.3.2	Messungen an den Bohrkernen	57
7	Chlorideintrag und -umverteilung	61
7.1	Modell für den Chlorideintrag	61
7.2	Gesamter und jährlicher Chlorideintrag	63
7.3	Effektiver Diffusionskoeffizient	65
8	Beurteilung und Diskussion	67
8.1	Betonfeuchtigkeit und deren Auswirkung auf die Korrosionsgeschwindigkeit	67
8.1.1	Aussen- und Mittelstützen	67
8.1.2	Rückwand der Galerie Gütli	69

8.2	Umverteilung der Chloride	71
8.3	Beurteilung der Instandsetzungsmassnahmen	72
8.3.1	Aussen- und Mittelstützen	72
8.3.2	Rückwand der Galerie Gütli	74
8.4	Überwachung	75
9	Empfehlungen	77
	Literaturverzeichnis	81
	Anhang	
	Anhang 1: Galerie Gütli Rückwand	
1.1	Bestimmung der Überdeckungen	
1.2	Potenzialmessungen	
1.3	Messung des elektrischen Widerstands vor Ort	
1.4	Chloridanalysen	
1.5	Messung des spezifischen elektrischen Widerstands im Labor	
1.6	Messung des elektrischen Widerstands an MRE im Labor	
	Anhang 2: Galerie Gütli Mittelstützen	
2.1	Potenzialmessungen	
2.2	Messung des elektrischen Widerstands vor Ort	
2.3	Messung des spezifischen elektrischen Widerstands im Labor	
2.4	Messung des elektrischen Widerstands an MRE im Labor	
	Anhang 3: Galerie Wilerplanggen Aussenstützen	
3.1	Ausgangszustand	
3.2	Potenzialmessungen	
3.3	Messung des elektrischen Widerstands vor Ort	
3.4	Messung des spezifischen elektrischen Widerstands im Labor	
	Anhang 4: Galerie Wilerplanggen Mittelstützen	
4.1	Potenzialmessungen	

Zusammenfassung

Übersicht

Der vorliegende Bericht fasst die Ergebnisse der korrosionstechnischen Untersuchungen nach der Instandsetzung der Galerien Gütli und Wilerplanggen im Kanton Uri zusammen. Das Ziel der Untersuchungen bestand darin, die mittel- bis langfristige Wirkung der teilweise neuartigen Massnahmen zu beurteilen. Die Kapitel 1 und 3 enthalten Angaben zu den überwachten Galerien im Kanton Uri, den ausgeführten Instandsetzungsmassnahmen und den Elementen der Überwachung. Kapitel 2 enthält weiter eine kurze Übersicht zu den Grundlagen und in den Kapiteln 4 bis 6 werden die Resultate bzgl. des Ausgangszustands, der Messungen vor Ort und der Labormessungen zusammengestellt, ausgewertet und beurteilt. Überlegungen und Berechnungen zur Umverteilung von Restchloriden sind in Kapitel 7 enthalten und in Kapitel 8 werden sämtliche Resultate diskutiert. Schliesslich werden in Kapitel 9 Empfehlungen für zukünftige Instandsetzungen von derartigen Bauwerken und Bauteilen gemacht. Die dort gemachten Überlegungen zum Betonabtrag gehen zum Teil über die eigentlichen Ergebnisse der im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen hinaus.

Instandsetzung, Untersuchungen und Messungen

Für die Messungen wurden insgesamt 10 Mittel- und 5 Aussenstützen der Galerien Gütli und Wilerplanggen sowie vier Versuchsfelder an der Rückwand der Galerie Gütli ausgewählt. Die Instandsetzung der Stützen umfasste den Abtrag des chloridverseuchten Betons, die Reprofilierung sowie mindestens 80 mm Vorbeton und einen Stahlmantel, der einerseits als verlorene Schalung, andererseits als Oberflächenschutzsystem dient. Betonabtrag, Reprofilierung und Vorbeton kamen auch bei der Rückwand zur Anwendung. Als Oberflächenschutzsystem wurde eine Hydrophobierung appliziert.

Die Überwachung vor Ort umfasste im Wesentlichen Messungen des Korrosionspotenzials der Bewehrung und des elektrischen Widerstands des Betons. Im Labor wurde weiter der spezifische elektrische Widerstand des Alt- und Neubetons in Abhängigkeit von der Feuchtigkeit bestimmt. Für die Potenzialmessungen wurden die Stahlmäntel der Stützen mit verschliessbaren Öffnungen versehen. Die Messung des elektrischen Widerstands erfolgte mit Multiringelektroden, deren Kalibrierung mit Labormessungen erfolgte. 1 Monat, 1 Jahr und 5 Jahre nach der Instandsetzung wurden Bohrkerne aus den Versuchsfeldern der Rückwand entnommen und im Labor analysiert, um die Veränderung der Chloridprofile zu erfassen.

Bei 12 der 15 Versuchsstützen erfolgte der Betonabtrag gemäss dem Projekt. Bei drei Aussenstützen wurde kein Beton abgetragen, sondern nur die Zementhaut entfernt. Für die Überwachung der Rückwand wurden vier Versuchsfelder ausgewählt: je zwei direkt nebeneinander liegende Felder bei der Galerieeinfahrt und in der Galeriemitte. In jeweils einem Ver-

suchsfeld wurde kein Beton abgetragen, sondern nur die Zementhaut entfernt. Im Nachbarfeld wurde der Beton gemäss dem Projekt abgetragen.

In den Einfahrtsbereichen war vor der Instandsetzung bei den Stützen nur lokal, vor allem am Stützenfuss und bei der Rückwand bis ca. 1.2 m ab OK Terrain Korrosion vorhanden. Der kritische Chloridgehalt lag bei etwa 1 bis 1.5 M%/Zement.

Betonfeuchtigkeit und deren Auswirkungen auf die Korrosionsgeschwindigkeit

Bei allen Stützen ist die Streuung der Korrosionspotenziale im Bereich der Stahlmängel sehr gering. Daraus kann geschlossen werden, dass keine grossen Feuchtigkeitsunterschiede und auch keine starken Makroelemente mehr vorhanden sind. Der in allen überwachten Bauteilen feststellbare Anstieg der Korrosionspotenziale und der elektrischen Widerstände weisen einerseits auf eine zunehmende Austrocknung nach der Instandsetzung und andererseits auf die weiter fortschreitende Hydratation des neuen Betons hin. Der grosse Anstieg der elektrischen Widerstände zu Beginn dürfte zu einem grossen Teil eine Folge der Hydratation des neuen Betons und des Versetzmörtels der Multiringelektroden sein.

Die aus den vor Ort gemessenen elektrischen Widerständen abgeschätzten spezifischen elektrischen Widerstände des Betons sind sehr hoch. Sie entsprechen bei den Stützen ungefähr dem Gleichgewichtszustand bei einer relativen Luftfeuchtigkeit von 70 bis 80 %, an der Oberfläche der Rückwand sehr trockenem Beton und relativen Luftfeuchtigkeiten unter 70 %. Im Kernbeton der Rückwand entspricht die Feuchtigkeit einer hohen relativen Luftfeuchtigkeit von über 95 % und im Grenzbereich Alt-/Neubeton ungefähr der Gleichgewichtsfeuchtigkeit bei 80 bis 95 % relativer Luftfeuchtigkeit.

Auf Grund der Potenziale und elektrischen Widerstände kann davon ausgegangen werden, dass die Korrosion stark verlangsamt aber nicht vollständig gestoppt werden konnte. Auch im Versuchsfeld der Rückwand und in den Stützen, in welchen kein Beton abgetragen worden ist, konnte die Korrosion der Bewehrung infolge der generellen Feuchtigkeitsabnahme stark gebremst werden. Die verbleibende Korrosionsgeschwindigkeit ist bei den Stützen (Stahlmängel) und der Rückwand (Hydrophobierung) in derselben Grössenordnung. Sollte die Wirksamkeit der Hydrophobierung in Zukunft abnehmen und damit die Feuchtigkeit im Beton der Rückwand wieder ansteigen, wird die Korrosionsgeschwindigkeit jedoch wieder ansteigen.

Transport der im Beton verbleibenden Restchloride

Die Untersuchungen haben deutlich gezeigt, dass eine Chloridwanderung aus dem Alt- in den Neubeton stattfindet. Die Reichweite und die Geschwindigkeit dieses Ausgleichs sind neben der Betonqualität von der Grösse des Chloriddepots im Altbeton und der Betonfeuchtigkeit abhängig. Die Chloridwanderung findet hauptsächlich in den ersten Monaten statt. Sie nimmt danach stark ab, da die Diffusion der Chloride mit zunehmender Hydratation und Austrocknung des Betons stark gebremst wird. Sobald wieder Wasser eindringt und die Feuchtigkeit ansteigt, können vorhandene Chloride aber wieder mobil werden.

Instandsetzung von Galerien

Die ausgeführten Instandsetzungsmassnahmen haben sich in den vorliegenden Fällen grundsätzlich bewährt. Einzelnen Punkten sollte bei der Projektierung von zukünftigen Instandsetzungen von Galerien noch vermehrt Beachtung geschenkt werden:

- Der *Chloridgehalt* ist in direkt dem Spritzwasser ausgesetzten Elementen bis zu einer Höhe von 2.0 m sehr hoch. In diesen Fällen können auch in grosser Tiefe noch hohe Chloridgehalte vorhanden sein. Mit zunehmender Distanz von der Galerieeinfahrt nimmt die

Menge des Spritzwassers in der Regel ab und die Beaufschlagung erfolgt mehr und mehr durch Sprühnebel. Dabei werden die entstehenden Chloridprofile mit abnehmender Betonfeuchtigkeit immer steiler.

- Bei derart exponierten Bauteilen, die insgesamt eher trocken sind, ist der kritische Chloridgehalt weit höher als der häufig genannte Grenzwert von 0.4 M%/Zement. Bei den untersuchten Galerien lag er bei etwa 1.0 bis 1.5 M%/Z. Viel Wind (Föhn) trägt dazu bei, dass der Beton immer wieder relativ schnell trocknet. Auch weniger dichter Beton trocknet schneller aus. Dies ist dann allerdings verbunden mit dem Nachteil von grossen, schnellen Wasseraufnahmen und damit verbundenen grossen Chlorideinträgen bei vorhandenem Wasserangebot (Spritzwasser).
- Wenn die Feuchtigkeit im Beton durch die Instandsetzung erhöht wird, ist der kritische Chloridgehalt direkt nach der Instandsetzung evtl. als vorher. Dies ist unproblematisch, wenn der Beton danach austrocknen kann.
- Die *Überdeckung* der Bewehrung kann sehr unterschiedlich sein (verschiedene Etappen, Bewehrungsstösse etc.). Dies verursacht lokale Schwachstellen, die auch in Bereichen mit weniger tief reichenden Chloridprofilen zu Schäden an der Bewehrung führen können.
- Bereits initiierte Korrosion wird mit dem vollständigen Abtrag des chloridverseuchten Betons weitgehend gestoppt. Aber auch ohne Betonabtrag kann die Korrosionsgeschwindigkeit mit einem Vorbeton und einer Oberflächenschutzmassnahme, die einen weiteren Wasser- und Chlorideintrag durch Spritzwasser verhindert, stark reduziert werden.

Die bei den Stützen der Galerien angewendete Lösung mit *Stahlmänteln* als verlorener Schalung und als Oberflächenschutzsystem verhindert den erneuten Eintrag von Wasser und Chloriden vollständig. Die im Neubeton vorhandene Feuchtigkeit wird durch die Hydratation im Laufe der Zeit zu einem grossen Teil verbraucht. Vorhandene Restfeuchtigkeit wird allerdings eher konserviert. Insgesamt werden die Feuchtigkeitsdifferenzen im alten und im neuen Beton mit der Zeit auf einem eher hohen Niveau ausgeglichen, wobei die Kernfeuchtigkeit des Altbetons wenig beeinflusst wird. Im Hinblick auf die Kosten scheint der Einsatz einer *funktionsstüchtigen Hydrophobierung* effizienter zu sein. Solange diese funktionsstüchtig ist, verhindert sie den Wassereintrag und ermöglicht aber zusätzlich die Austrocknung im Oberflächenbereich. Dies führt zu einer deutlichen Abnahme der Korrosionsgeschwindigkeit.

Eine *detaillierte Zustandsuntersuchung ist Grundlage* für eine sinnvolle Abstufung des Betonabtrags, d.h. für eine technisch und wirtschaftlich optimierte Instandsetzung. Sie ist auch eine notwendige Voraussetzung für die Beurteilung der Wirkung von Instandsetzungsmassnahmen im Rahmen einer *Überwachung*. Der Korrosionszustand wichtiger Bauteile und die Wirksamkeit der ergriffenen Massnahmen sollten nach einer Instandsetzung überprüft werden. Bei den beiden Galerien wurden die Zielsetzungen der Überwachung mehrheitlich erreicht. Die Widerstandsmessung an nachträglich eingemörtelten Multiringelektroden (MRE) erwies sich allerdings als heikel; dies vermutlich infolge von Ablösungen bei tiefen Betonfeuchtigkeiten. Weiter wird die Beurteilung vor allem zu Beginn der Messungen erschwert, da die Auswirkungen der Hydratation des Versetzmörtels der Multiringelektroden und des allfälligen Austrocknungseffekts nicht voneinander getrennt werden können.

Résumé

Aperçu

Le présent rapport résume les résultats des investigations concernant la corrosion qui ont été effectuées après la remise en état des galeries Gütli et Wilerplanggen dans le canton d'Uri. Les investigations ont pour but d'évaluer l'effet à moyen et à long terme des mesures qui sont en partie d'un nouveau type. Les chapitres 1 à 3 contiennent les informations concernant les galeries surveillées dans le canton d'Uri, les mesures de remise en état réalisées et les éléments de surveillance. Le chapitre 2 donne un bref aperçu des bases. Aux chapitres 4 à 6 sont présentés, compilés et évalués les résultats concernant l'état d'origine ainsi que les résultats des mesures in situ et au laboratoire. Les considérations et les calculs de la redistribution des chlorures résiduels se trouvent au chapitre 7. L'ensemble des résultats est discuté au chapitre 8. Enfin au chapitre 9 sont formulées les recommandations pour les remises en état futures de tels ouvrages et éléments d'ouvrage. Les réflexions qui y sont faites quant à la démolition du béton vont en partie au delà des résultats obtenus dans le cadre de ce projet.

Remise en état, investigations et mesures

Au total 10 piliers centraux et 5 piliers extérieurs des galeries Gütli et Wilerplanggen ainsi que 4 surfaces test sur la paroi amont de la galerie Gütli ont été sélectionnés. La remise en état des piliers a comporté la démolition du béton chargé de sel, le reprofilage ainsi que la mise en place de 80mm de surbéton avec un manteau en acier, servant autant de coffrage perdu que de système de protection de la surface du béton. La démolition du béton et son reprofilage avec le surbéton ont aussi été réalisés sur la paroi amont de la galerie. Le système de protection de la surface a consisté en un traitement hydrophobe.

Le monitoring in situ a comporté essentiellement des mesures de potentiel de corrosion de l'armature et de la résistance électrique du béton. Les résistances électriques spécifiques de l'ancien et du nouveau béton ont été déterminées en fonction de l'humidité au laboratoire. Pour les mesures de potentiel, les manteaux en acier des piliers comportent des ouvertures munies d'un dispositif de fermeture. La mesure de la résistance électrique s'est faite à l'aide d'électrodes à anneaux multiples, calibrées en laboratoire. Les changements des profils de chlorures ont été déterminés 1 mois, 1 an et 5 ans après la remise en état sur la base d'un carottage des surfaces test de la paroi amont et des analyses en laboratoire.

La démolition du béton a été réalisée conformément au projet sur 12 des 15 piliers à surveiller. Le béton de trois piliers extérieurs a été conservé et seulement la peau de ciment a été enlevée. Quatre surfaces test ont été désignées pour la surveillance de la paroi amont: deux surfaces directement voisines au milieu et deux autres à l'entrée de la galerie. Sur une des

deux surfaces on a enlevé seulement la peau de ciment tandis que sur la surface voisine le béton était démoli selon le projet.

Avant la remise en état, dans les zones d'entrée, la corrosion était présente dans les piliers seulement localement et surtout au niveau du pied et dans la paroi amont jusqu'à 1.2m du terrain. La teneur critique en chlorures s'élevait à environ 1 à 1.5 % en masse de ciment.

Humidité du béton et ses effets sur la vitesse de corrosion

La dispersion des potentiels de corrosion a été très faible sous les manteaux d'acier et ceci pour tous les piliers. En conclusion il n'y a plus de grandes différences d'humidité ni de forts macroéléments. L'élévation des potentiels de corrosion et des résistances électriques observable dans tous les éléments surveillés indique d'une part un assèchement progressif après la remise en état et d'autre part l'hydratation continue du nouveau béton. La forte augmentation initiale des résistances électriques est probablement en grande partie due à l'hydratation du nouveau béton et du mortier de pose des électrodes à anneaux multiples.

Les résistances électriques spécifiques du béton estimées sur la base des résistances électriques mesurées in situ sont très élevées. Pour les piliers, elles correspondent approximativement à l'état d'équilibre avec une humidité d'air relative de 70 à 80%. Pour la paroi amont, elles correspondent à un béton très sec en surface avec une humidité d'air relative en dessous de 70%. L'humidité au cœur de la paroi amont correspond à une humidité d'air relative élevée de plus de 95%. Au niveau de l'interface ancien / nouveau béton, l'humidité correspond approximativement à l'humidité d'équilibre pour une humidité d'air relative de 80 à 95%.

Les potentiels et les résistances électriques mesurés permettent de conclure que la corrosion a été fortement ralentie mais pas entièrement arrêtée. La corrosion a également été fortement freinée grâce à une diminution générale de l'humidité au sein des surfaces test de la paroi amont et dans les piliers sans démolition du béton. La vitesse de corrosion résiduelle est du même ordre de grandeur pour les piliers (manteaux d'acier) et pour la paroi amont (traitement hydrophobe). Mais si à l'avenir l'effet du traitement hydrophobe diminue et l'humidité augmente dans le béton de la paroi amont, la vitesse de corrosion s'élèvera.

Transport des chlorures résiduels dans le béton

Les investigations ont montré clairement qu'un transfert de chlorures a lieu de l'ancien béton vers le nouveau béton. La portée et la vitesse de ce rééquilibrage dépendent de la qualité du béton, de la teneur en chlorures de l'ancien béton et de l'humidité du béton. La migration des chlorures se déroule essentiellement pendant les premiers mois. Ensuite elle diminue fortement, puisque la diffusion des chlorures est freinée fortement au fur et à mesure de l'hydratation et de l'assèchement du béton. Cependant les chlorures peuvent se mobiliser à nouveau dès que de l'eau pénètre et l'humidité augmente.

Remise en état des galeries

Pour les deux exemples étudiés les mesures de remise en état réalisées ont en principe fait leurs preuves. Dans les futurs projets de remises en état de galeries les points suivants méritent une plus grande attention:

- *La teneur en chlorures* est très élevée jusqu'à une hauteur de 2.0m dans les éléments directement exposés aux projections d'eau contenant des chlorures. Dans ce cas des teneurs en chlorures encore élevées sont aussi possibles à grande profondeur. En règle générale les projections d'eau diminuent en s'éloignant de l'entrée de la galerie et sont remplacées par

le brouillard salin. Les profils de chlorures résultants deviennent plus abruptes avec la diminution de l'humidité du béton.

- Pour des éléments d'ouvrage avec une telle exposition, étant dans l'ensemble plutôt secs, la teneur en chlorures critique est nettement plus élevée que la valeur critique souvent indiquée de 0.4% en masse de ciment. Pour les galeries étudiées, elle varie entre 1.0 à 1.5% en masse de ciment. Le vent important (foehn) contribue à l'assèchement relativement rapide du béton, de façon à ce que le béton moins dense sèche plus vite. Mais cela comporte le désavantage de rapides et d'importantes absorptions d'eau et entraînant des entrées de chlorures élevées en présence d'eau (projections).
- Si l'humidité du béton est augmentée par la remise en état, la teneur en chlorures critique est plus basse directement après la remise en état qu'avant. Ceci ne pose pas de problème si le béton peut sécher ensuite.
- *L' enrobage de l'armature* peut être très variable (différentes étapes de bétonnage, chevauchements des armatures, etc.). Ceci crée des points de faiblesse locaux pouvant provoquer des dégâts de l'armature même en présence de profils de chlorures peu profonds.
- Une corrosion déjà initiée est pratiquement arrêtée par la démolition complète du béton chargée en chlorures. La vitesse de corrosion peut aussi être fortement réduite même sans démolition du béton, avec un surbéton et une mesure de protection de la surface du béton empêchant la poursuite des entrées d'eau et de chlorures par les projections d'eau.

La solution appliquée aux piliers de la galerie avec les manteaux d'acier servant de coffrage perdu et de système de protection de la surface empêche complètement une nouvelle pénétration d'eau et de chlorures. L'hydratation utilise au cours du temps une grande partie de l'humidité du nouveau béton. Par contre l'humidité résiduelle présente est plutôt conservée. Dans l'ensemble les différences d'humidité entre l'ancien et le nouveau béton s'égalisent avec le temps à un plutôt haut niveau tandis que l'humidité au coeur de l'ancien béton n'est que peu influencée. L'emploi d'un *traitement hydrophobe performant* semble plus efficace en vue des coûts. Aussi longtemps que celui-ci reste efficace, il empêche la pénétration d'eau et permet en plus l'assèchement de la zone superficielle, conduisant à une nette diminution de la vitesse de corrosion.

Une investigation détaillée de l'état est la base pour une démolition différenciée du béton, c. à d. pour une remise en état techniquement et économiquement optimisée. Elle est aussi une condition préalable nécessaire à l'évaluation de l'effet des mesures de remise en état dans le cadre d'une *surveillance*. L'état de corrosion des éléments d'ouvrage importants et l'effet des mesures réalisées devraient être contrôlés après une remise en état. Les objectifs de la surveillance ont été atteints en majeure partie pour les deux galeries. Cependant la mesure de la résistance électrique à l'aide des électrodes à anneaux multiples (MRE), mises en place après coup, s'est avérée délicate, probablement à cause d'un décollement de l'enveloppe de mortier en raison de la faible humidité du béton environnant. En plus l'évaluation des mesures est rendue difficile surtout au début aussi longtemps que les effets de l'hydratation du mortier de pose des électrodes à anneaux multiples ne peuvent être distingués de ceux d'un éventuel assèchement.

Summary

Introduction

This is a summary of the findings of a corrosion study conducted in the Gütli and Wilerplanggen galleries in the canton of Uri, following rehabilitation work. The goal of this study was to assess the mid- to long-term effect of partly novel measures. Details of the galleries monitored, repairs undertaken, and the monitoring conducted are presented in chapters 1 and 3. This is followed by a brief look at the underlying principles in chapter 2, while chapters 4 through 6 contain an analysis of the initial conditions, and field and laboratory measurements. Data and assessments of residual chloride and its migration are included in chapter 7, and the results are discussed in chapter 8. Recommendations for future repair work of similar concrete structures and elements are presented in chapter 9. Certain aspects of concrete removal dealt with go beyond the scope of this field study.

Applied measures, investigations, and measurements

The measurements were conducted at 10 columns in the centre and 5 at the perimeter of the Gütli and Wilerplanggen galleries, and at 4 test sites in the wall of the Gütli gallery. The repair work encompassed removing the chloride contaminated concrete in the columns, re-profiling them and adding at least 80 mm of new concrete. A steel mantle serves the dual purpose of a permanent concrete formwork and surface protection. Concrete was also removed from the wall, which was then re-profiling and retrofitted with new concrete, followed by surface treatment with a water-repellent agent.

Field measurements addressed mainly the corrosion potential of the rebars and electrical resistance of the concrete. The resistivity of old and new concrete versus humidity was established in the laboratory. The steel mantle around the columns contained reclosable openings for potential measurements. Multi-ring electrodes, calibrated in the lab, were used for measuring the electrical resistance. Changes in the chloride profile were analyzed in the lab in cores taken from the test sites in the wall at intervals of a month, a year, and five years after the repair work.

The concrete was removed from 12 of the 15 test columns as intended in the project. Only the cement skin was removed from three perimeter columns. Four test sites were selected in the wall: two adjacent ones at the entrance and two in the middle of the tunnel. As per the project plan, at each test location, the cement skin only was removed from one of two sites and concrete was removed from the neighbour site.

Close to the tunnel entrances, local corrosion was present before repair work was undertaken – primarily at the bases of columns and to a distance of about 1.2 m above the road surface. The critical chloride content was between 1 to 1.5% of cement mass.

Concrete moisture level and its impact on the rate of corrosion

The distribution of the corrosion potential within the steel mantles was very low for all columns. Hence, one can conclude the lack of any significant differences in moisture levels or other strong macro-elements. In all the monitored sections, the increased corrosion potential and electrical resistance following the restoration work indicate rising levels of dryness and progressive hydration of the new concrete. A majority of the early rise in resistance is supposedly from hydration of the new concrete and the mortar mix used for the multi-ring electrodes.

The electrical resistivities of the concrete calculated from field measurements of resistance were found to be very high. For columns, these indicate a state of approximate equilibrium at a RH of 70 to 80%. For the wall, they suggest very dry concrete on the surface at a RH of <70%. The moisture level in the core of the wall structure equals a high RH of >95%, and an approximate state of moisture equilibrium along the old/new concrete interface at a RH of 80 to 95%.

The electric potential and resistance data suggest that although the corrosion could be slowed down significantly, it could not be halted completely. Due to the general drop in moisture levels, it was also possible to significantly slow down corrosion of the rebars in both the columns and the wall where no concrete was removed. The residual rate of corrosion is of the same order of magnitude in columns (steel mantle) and the gallery wall (water repellent agent). However, the rate of corrosion could rise if the water repellent agent loses effectiveness over time and moisture ingress into concrete again increases.

Transport of residual chloride in concrete

The investigations clearly demonstrated that chloride migrates from the old to the new concrete. The scope and rate of this balancing depends on the quality of concrete, the quantity of chloride in the old concrete, and the moisture level of the concrete. The migration occurs primarily in the first few months. It declines markedly thereafter, as increasing hydration and drying of the concrete considerably slow down the diffusion of chloride. Nevertheless, the chloride present could again become mobile following moisture ingress.

Rehabilitation of galleries

These repair techniques basically proved themselves for the cases studied. In future gallery rehabilitation projects, due attention should be paid to the following aspects:

- Splash water conditions strongly influence the chloride content, which can be very high, at heights up to 2.0 m above the road. In such cases, chloride can be high even at great depths. From the tunnel entrance inwards, the quantity of splash water generally declines, being replaced increasingly by spraying. Consequently, the resulting gradient of the chloride rises with decreasing moisture levels in the concrete.
- The critical chloride content of such exposed construction elements that are typically dry tends to be higher than the frequently stated limit of 0.4 % of cement mass. In the investigated galleries, the observed value was around 1 to 1.5 % of cement mass. Windy conditions generally promote rapid drying of the concrete, while enabling even less dense con-

crete to dry faster than usual. The disadvantage is that under splash water conditions, large quantities of moisture and any contained chloride will be absorbed rapidly.

- If the moisture level in concrete is raised by the restoration work, the critical chloride content immediately after the rehabilitation will fall below its prior level. This is harmless, as long as the concrete can dry out subsequently.
- Rebar concrete cover varies greatly, depending on the stages and lap splices involved. This creates local weak spots amenable to rebar damage, even in zones with shallow penetration of chloride.
- Corrosion that has begun essentially halts when the contaminated concrete is completely removed. However, the rate of corrosion can be slowed down drastically even without concrete removal – by applying new concrete and protecting the surface with agents that hinder further absorption of moisture and chloride via splash water.

Encasing the columns in a permanent steel mantle as a protective surface treatment completely stops further absorption of moisture and chloride. Most of the moisture in the new concrete is absorbed over time through hydration, whereas residual moisture tends to be retained. Overall, the differences in moisture levels between the old and new concrete settle down at a high level, but with minimal influence on the moisture in the core of the old concrete. The use of an effective water repellent agent appears more cost efficient. As long as the agent remains effective, it hinders ingress of moisture while allowing the surface to dry – with the result that the rate of corrosion drops drastically.

For an optimized rehabilitation from technical and commercial perspectives a thorough analysis of the status quo is necessary to define the depth of removal of the concrete. This is also a prerequisite for subsequent monitoring and assessment of the rehabilitation techniques used. It is critical to check the state of corrosion of key structural elements and the effectiveness of applied rehabilitation techniques.

The majority of the monitoring objectives were achieved in both galleries. A minor problem arose with resistance measurements from multi-ring electrodes (MRE) installed later in mortar – most likely as a result of delamination due to deeper moisture levels. Further on the assessment of early measurements is complicated, since the impact of hydration of the MRE mortar mix cannot be separated from drying effects.

1 Einleitung

Im Herbst 1963 begannen die Bauarbeiten für die A2 zwischen Amsteg und Wassen. Die Inbetriebnahme erfolgte abschnittsweise zwischen 1971 und 1975, und schliesslich folgte 1980 die Eröffnung des Gotthardtunnels. Bei den engen Platzverhältnissen im Reusstal blieb neben Reuss, SBB und Kantonsstrasse nicht mehr viel Raum für das Trassee der Autobahn. So besteht sie in diesem Abschnitt vorwiegend aus Kunstbauten, die Hindernisse über- oder durchqueren oder die dem Schutz der Autobahn vor Naturgefahren dienen: Brücken, Galerien, Tunnels und viele Stützmauern.

Die Gesamtnutzungsdauer für Kunstbauten und Hauptelemente der Nationalstrasse wurde mit 75 Jahren festgelegt. Die Verschleissteile sollten nach rund 25 Jahren erneuert werden. Konzeptionelle und ausführungstechnische Fehler und Mängel bei der Erstellung sowie geänderte Anforderungen und vor allem eine, nach einer Betriebszeit von rund 20 bis 25 Jahren, massive Belastung der Bauwerke durch Streusalz trugen dazu bei, dass in den Jahren 1990 bis 1998 nicht nur die Verschleissteile ersetzt, sondern auch umfassende Instandsetzungsmassnahmen an der Tragstruktur der Bauwerke ergriffen werden mussten. Ziel der Massnahmen war eine Nutzungsdauer der Verschleisselemente von weiteren 25 Jahren und der Tragstruktur von 50 Jahren. Der vorliegende Bericht fasst die Ergebnisse zusammen, die aus der korrosionstechnischen Überwachung verschiedener Stützen und einzelner Rückwandbereiche der Galerien Gütli und Wilerplanggen nach der Instandsetzung hervorgingen.

1.1 Die untersuchten Objekte

Die Steinschlaggalerie Gütli ist 425 m lang und besteht aus einer schlaff bewehrten Stahlbetonkonstruktion mit vorgefertigten Mittelstützen und Aussenstützen in Stahl. In Längsrichtung wurde die Galerie alle 16 m dilatiert, mit jeweils 5 Stützen je Abschnitt (Stützen Nr. xx.1 bis xx.5). **Bild 1.1** zeigt den Querschnitt. Bei der 600 m langen Lawinengalerie Wilerplanggen wurden neben den Mittel- auch die Aussenstützen sowie die Längsträger über den Mittelstützen und die Querträger vorgefertigt. Dilatationsfugen sind im Abstand von 24 bis 25 m angeordnet. **Bild 1.2** zeigt den Querschnitt.

Die planmässige Bewehrungsüberdeckung betrug bei den Bauteilen aus Ortbeton 40 mm, bei den vorgefertigten Stützen und Trägern 20 mm.

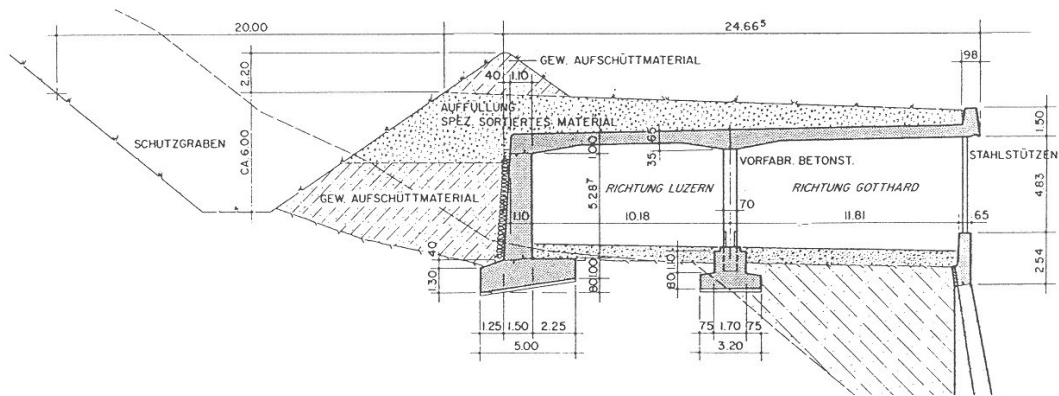


Bild 1.1: Querschnitt der Steinschlagalerie Gütli.

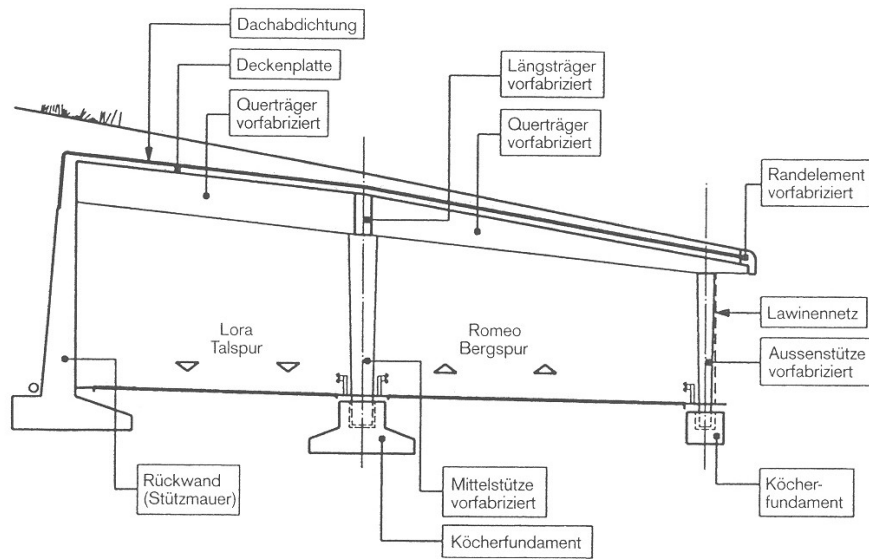


Bild 1.2: Querschnitt der Lawinengalerie Wilerplanggen.

1.2 Ausgangslage und Zielsetzungen

Die Galerie Gütli wurde im Jahr 1996 und die Galerie Wilerplanggen im Jahr 1998 instand gesetzt. Um den Erfolg der verschiedenen, zum Teil neuartigen Instandsetzungsmassnahmen zu überprüfen, wurden einzelne Stützen der beiden Galerien sowie vier Versuchsfelder der Rückwand der Galerie Gütli durch die Technische Forschung und Beratung für Zement und Beton (TFB) in Wildegg korrosionstechnisch überwacht. Die Zielsetzungen für die Überwachungen wurden wie folgt festgelegt:

- Feststellen der Veränderung der Betonfeuchtigkeit in den verschiedenen Bauteilen (Stützen bzw. Rückwand)
- Darauf basierend, Beurteilung der Entwicklung der Korrosion in den verschiedenen Bauteilen (Stützen bzw. Rückwand)
- Schaffen einer besseren Grundlage für die Bestimmung des zulässigen Restchloridgehalts bei derartigen Instandsetzungen (Rückwand)
- Erfassung und Beurteilung der Umverteilung von Chloriden in bestehenden, chloridbelasteten Bauteilen (Rückwand).

Die objektspezifischen Überwachungskonzepte und die Ergebnisse der Überwachung wurden in verschiedenen Berichten zu Händen des Auftraggebers (Amt für Tiefbau des Kantons Uri) und der projektierenden Ingenieure der Instandsetzungen zusammengestellt und umfassend beurteilt. Nachfolgend sind sämtliche Berichte der TFB aufgelistet:

960021-1, Galerie Gütli, Mittelstützen – Überwachungskonzept vom 14.08.1996.
960021-2, Galerie Gütli, Mittelstützen – 1. Zwischenbericht vom 22.07.1997.
960021-3, Galerie Gütli, Mittelstützen – 2. Zwischenbericht vom 22.09.1999.
960021, Galerie Gütli, Mittelstützen – Schlussbericht vom Januar 2005.

973005-1, Galerie Gütli, Rückwand – Überwachungskonzept vom 15.01.1997.
973005-3, Galerie Gütli, Rückwand – 1. Zwischenbericht vom 07.07.2000.
973005, Galerie Gütli, Rückwand – Schlussbericht vom Januar 2005.

983034-1, Galerie Wilerplanggen, Aussenstützen – Überwachungskonzept vom 27.04.1998.
983034, Galerie Wilerplanggen, Mittel- und Aussenstützen, Schlussbericht vom Januar 2005.

960021, 973005 und 983034, A2 – Galerien Gütli und Wilerplanggen, Überwachung der Instandsetzung von Stützen und von der Rückwand – Zusammenfassung der wichtigsten Ergebnisse, Bericht vom 18.12.2003.

Die aufgelisteten Berichte wurden ausschliesslich für den Auftraggeber erstellt und sind nicht für ein breiteres Publikum zugänglich. Die Erkenntnisse, die sich aus der Überwachung ergaben, sind aber auch für andere Bauherren und projektierende Ingenieure von grossem Interesse. Die Arbeitsgruppe „Chloridbelasteter Beton“, die die Arbeiten begleitet hatte, hat deshalb im Sommer 2005 beschlossen, die einzelnen Berichte im vorliegenden Bericht zusammenzufassen, mit einzelnen Aspekten zu ergänzen und so einer breiteren Fachwelt zugänglich zu machen.

2 Grundlagen und Literatur

In diesem Kapitel sind die Grundlagen zusammengestellt, welche die Beurteilung der durchgeführten Messungen erleichtern. In den ersten beiden Abschnitten wird auf die Korrosion und die -geschwindigkeit von Stahl in Beton sowie den kritischen Chloridgehalt eingegangen. Es folgen Kapitel zur Speicherung und zum Transport von Chloriden in Beton, zum spezifischen elektrischen Widerstand und zu dessen messtechnischer Erfassung.

2.1 Korrosion und Korrosionsgeschwindigkeit

Die Korrosion eines Metalls besteht aus zwei elektrochemischen Teilprozessen, die nebeneinander auf der Metalloberfläche ablaufen: der anodischen Oxidations- und der kathodischen Reduktionsreaktion. Wegen der Elektroneutralität müssen die beiden Reaktionen immer gleichzeitig und mit gleicher Geschwindigkeit ablaufen. Es bilden sich kurzgeschlossene galvanische Elemente aus, in denen die an der Anode entstehenden Elektronen zur Kathode wandern, wo Sauerstoff reduziert wird. Der Stromfluss wird durch die Ionenwanderung im Elektrolyten geschlossen (**Bild 2.1**). Mit den Gleichungen (2.1) bis (2.3) können die Reaktionen im sauerstoffhaltigen Elektrolyten (z.B. nicht vollständig Wasser gesättigter Beton) beschrieben werden. Das Eisenhydroxid $Fe(OH)_2$ reagiert weiter zum allgemein bekannten Rost.



Im Beton bildet sich normalerweise auf der Stahloberfläche infolge des alkalischen Porenwassers eine dünne Oxidschicht aus. Dieser Passivfilm schützt den Stahl vor Korrosionsangriffen. Er kann jedoch durch Chloride oder Absenkungen des pH-Werts, z.B. infolge von Karbonatisierung, zerstört werden.

Damit Bewehrungsstähle im Beton korrodieren, müssen vier Grundvoraussetzungen gleichzeitig erfüllt sein:

- Die anodische Teilreaktion ist möglich: An der Stahloberfläche ist der kritische Chloridgehalt überschritten und/oder die Alkalität des Betons hat einen kritischen Wert unterschritten.
- Die kathodische Teilreaktion ist möglich: Das Sauerstoffangebot an der Stahloberfläche ist ausreichend.
- Der Ionenfluss im Beton ist möglich: Die spezifische elektrische Leitfähigkeit des Betons bzw. dessen Feuchtigkeit ist genügend gross.
- Der Elektronenfluss ist möglich: Es ist eine metallische Verbindung zwischen Anode und Kathode vorhanden. Diese Voraussetzung ist in Stahl- und Spannbetonbauwerken praktisch immer erfüllt.

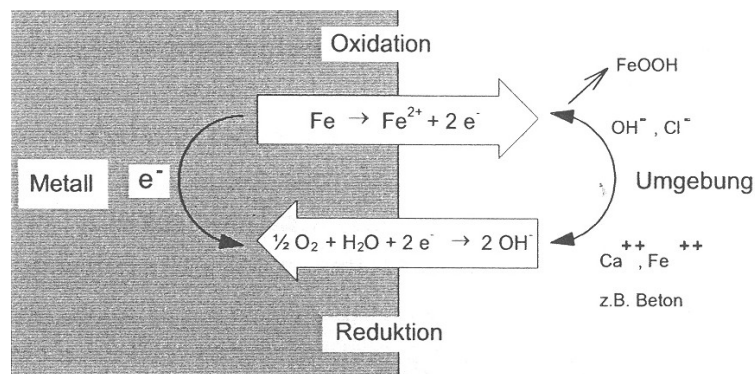


Bild 2.1: Elektrochemische Reaktionen im kurzgeschlossenen galvanischen Element [aus 19].

Die Zerstörung des Passivfilms erfolgt meist lokal (Lochfrass). Kleine korrodierende Stellen liegen dann neben grösseren Flächen mit passiver Bewehrungsoberfläche. Die anodische und die kathodische Teilreaktion sind in diesen, so genannten, Makroelementen örtlich getrennt. Da auch bei lokalen Angriffen die Elektroneutralität gewährleistet sein muss, ist infolge des oft grossen Flächenverhältnisses von Kathode zu Anode die Geschwindigkeit der Metallauflösung an der Anode im Vergleich zur flächigen Korrosion sehr gross, und es entstehen rasch grosse Querschnittsverluste an der Bewehrung.

Die treibende Kraft im Makroelement ergibt sich aus der Potenzialdifferenz ΔU zwischen der passiven und der aktiven Bewehrungsoberfläche. Als Folge der Potenzialdifferenz fliesst im Makroelement ein Korrosionsstrom I_{korr} , der durch den Widerstand an der Anode und an der Kathode sowie durch den Elektrolytwiderstand kontrolliert wird, Gleichung (2.4).

$$I_{korr} = \frac{\Delta U}{R_{total}} = \frac{\Delta U}{R_A + R_K + R_{El}} \quad \text{Gleichung (2.4)}$$

mit	ΔU	Zellspannung	[V]
	R_A	Widerstand der anodischen Teilreaktion	[Ω]
	R_K	Widerstand der kathodischen Teilreaktion	[Ω]
	R_{El}	elektrischer Betonwiderstand	[Ω]

Die anodische Teilreaktion wird durch die Bildung von Korrosionsprodukten über dem Loch, die kathodische Teilreaktion allenfalls durch ein ungenügendes Sauerstoffangebot an der

Stahloberfläche gebremst. Letzteres tritt nur bei mit Wasser gesättigtem Beton ein. Der elektrolytische Widerstand des Betons setzt sich zusammen aus den Ausbreitwiderständen an der Anode und Kathode sowie dem Elektrolytwiderstand dazwischen. Der Ausbreitungswiderstand an der Anode kann bei kleinen Anodenflächen die Korrosionsgeschwindigkeit deutlich beeinflussen [1], während derjenige an der grossflächigen Kathode in der Regel vernachlässigbar ist. Die Kathodenfläche wird durch den Elektrolytwiderstand begrenzt. So nehmen das Flächenverhältnis von Kathode zu Anode und damit der Korrosionsstrom in einem Makroelement auch bei grossen Betonstrukturen nicht unbeschränkt zu. Abgesehen von der Zellspannung und den verschiedenen Widerständen ist der Korrosionsstrom auch von der Temperatur abhängig.

Die Metallauflösung bzw. die Korrosionsgeschwindigkeit ist direkt proportional zum fließenden Korrosionsstrom. In [2] wurde in Feldversuchen der Zusammenhang zwischen der Korrosionsgeschwindigkeit und dem spezifischen elektrischen Widerstand bzw. dem Korrosionspotenzial bestimmt (**Bild 2.2**).

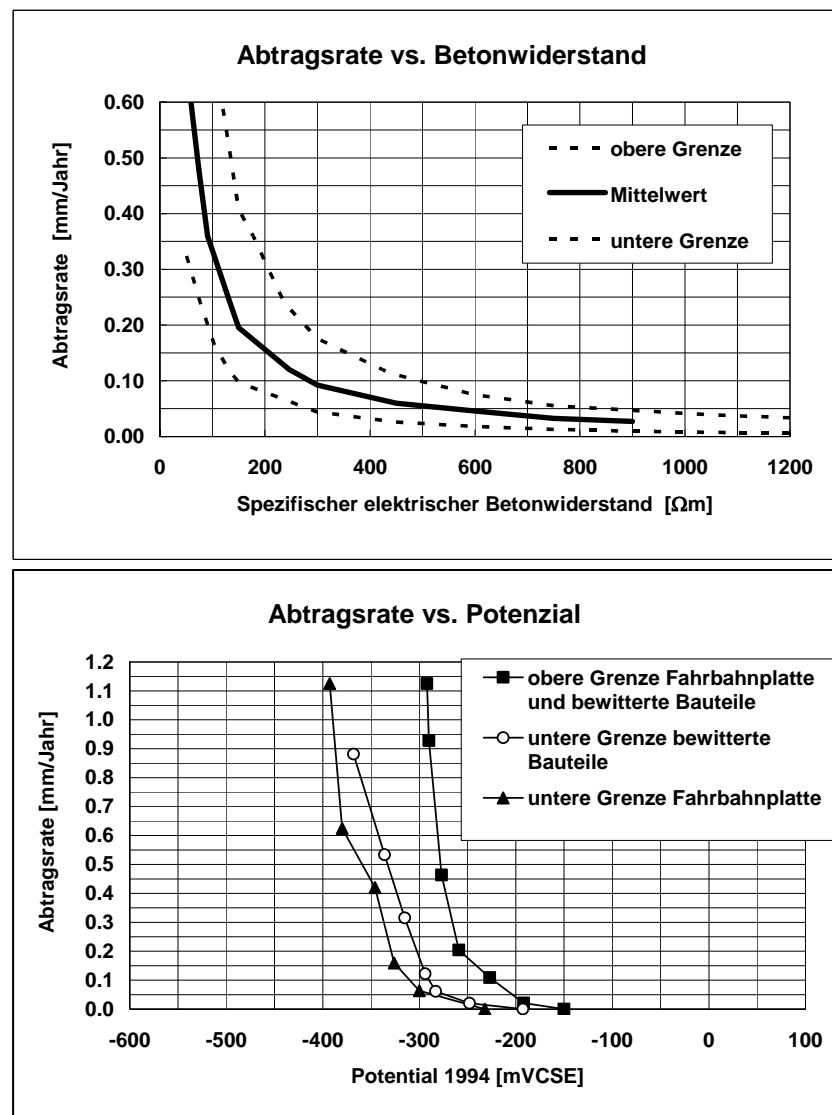


Bild 2.2: Zusammenhang zwischen der Korrosionsgeschwindigkeit und dem spezifischen elektrischen Widerstand sowie dem Potenzial. Daten aus [2].

2.2 Kritischer Chloridgehalt

Die Diskussion über den kritischen, Korrosion auslösenden Chloridgehalt wird aus verschiedenen Gründen auch heute noch kontrovers geführt. Ein Kernpunkt der Diskussion betrifft vorab die Frage, für was genau der kritische Chloridgehalt festgelegt werden soll: Ist es die mit elektrochemischen Methoden messbare *Depassivierung* oder eine als Schaden einzustufende *Korrosionserscheinung*, die einen gewissen Korrosionsstrom über eine gewisse Zeit voraussetzt? Nach der sehr lokalen Initiierung, die nur elektrochemisch erfasst werden kann, folgt das Lochwachstum, das zu makroskopisch erkennbaren Korrosionserscheinungen und -schäden führt.

Angaben zum kritischen Chloridgehalt sind immer im Zusammenhang mit der Versuchsanlage, den Expositionsbedingungen, den angewendeten Messverfahren, den festgelegten Grenzkriterien etc. zu beurteilen (elektrochemische Messungen des Korrosionspotenzials oder des Korrosionsstroms, Beurteilung von Korrosionserscheinungen etc.). Stand eher das wissenschaftliche Kriterium der reinen Initiierung im Vordergrund oder die eher ingenieurmässige Betrachtung der Korrosionserscheinung? In [4] wird der Abfall des Korrosionspotenzials als Kriterium auch für elektrochemische Untersuchungen als eher zu konservativ beurteilt. Besser geeignet scheint eine minimale Korrosionsstromdichte über eine gewisse Zeit zu sein. In [4] werden $0.1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ vorgeschlagen ($1.2 \mu\text{m}/\text{Jahr}$). Deren Bestimmung setzt allerdings die Kenntnis oder eine Annahme für die korrodierende Fläche voraus, was heikel ist.

Weiter birgt auch die Bestimmung des Chloridgehalts Unsicherheiten in sich. Einerseits können verschiedene Aufschluss- und Analyseverfahren zu unterschiedlichen Resultaten führen [3] und andererseits hat das betrachtete Betonvolumen bei vorhandenen Gradienten des Chloridgehalts einen Einfluss. Dies ist vor allem bei Versuchen mit Mörtel- oder Betonprobenkörpern mit nachträglich aufgenommenen Chloriden der Fall.

Unterschiedliche Meinungen gibt es auch zur Frage, wie der kritische Chloridgehalt angegeben werden soll: als freie Chloridionen im Porenwasser, als Verhältnis von freien Chlorid- zu Hydroxylionen im Porenwasser oder als Verhältnis des gesamten Chloridgehalts zum Zementgehalt. Korrosion kann nur durch die freien Chloride ausgelöst werden. Deshalb scheint es vernünftig, den kritischen Gehalt an freien Chloridionen im Porenwasser zu bestimmen. Die Abhängigkeit dieses Werts vom pH-Wert führte zum Vorschlag des Verhältnisses von Cl^-/OH^- als Kriterium. Die Bestimmung der Chlorid- und der Hydroxylionenkonzentrationen im Porenwasser ist jedoch schwierig und für den Praxiseinsatz ungeeignet. Auch sind die Konzentrationen feuchtigkeitsabhängig, was die Beurteilung von Bauwerken erschwert. Weiter sind vor allem die physikalisch gebundenen Chloride nicht permanent gebunden. In [5] wird deshalb die Angabe des kritischen Chloridgehalts als Verhältnis des totalen Chloridgehalts zur totalen Pufferkapazität des verfügbaren $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (= Zementgehalt) bevorzugt.

Diese Definition hat sich in der Praxis durchgesetzt. In der Regel wird der Gesamtchloridgehalt in M% bezogen auf den Zementgehalt angegeben und der kritische Chloridgehalt wird bauteil- bzw. bauwerksspezifisch unter Berücksichtigung der Betonqualität, der Expositionsbedingungen etc. festgelegt. Grenzkriterium sind signifikante Korrosionserscheinungen. Dabei ist zu beachten, dass die Signifikanz derselben Korrosionserscheinung für verschiedene Situationen bzw. Bauteile und Bauwerke unterschiedlich ist.

2.2.1 Einflüsse auf den kritischen Chloridgehalt

Unterschiedlich fällt der kritische Chloridgehalt aus, wenn er in alkalischen Lösungen bzw. in Zementstein-, Mörtel- oder Betonproben bestimmt wird. Die positive Auswirkung eines guten *Verbundes von Stahloberfläche und Zementstein* im Vergleich zu Stahlstäben in Lösungen wurde schon früh festgestellt [6, 7, 8]. Die Analyse von ausgepresstem Porenwasser hat gezeigt, dass das Absinken des pH-Werts infolge der Hydrolyse der frei gewordenen Eisenionen durch die Pufferkapazität von auskristallisiertem $\text{Ca}(\text{OH})_2$ verhindert wird. Weiter wird nicht nur das Wegdiffundieren von Korrosionsprodukten sondern auch der Nachschub von Chloridionen an die Stahloberfläche durch einen dichten Zementstein auf der Stahloberfläche behindert [7]. Die Korrosionsgeschwindigkeit nahm erst feststellbar zu als an der Stahloberfläche Hohlstellen durch das Auflösen von $\text{Ca}(\text{OH})_2$ entstanden. Nach [7] ist somit die zu Beginn vorhandene Qualität des Verbunds von Zementstein und Stahloberfläche ein massgebendes Kriterium für den kritischen Chloridgehalt. In Anbetracht der Randbedingungen bei der Erstellung von Bauwerken in der Praxis dürfte dieser Einfluss noch wichtiger sein. Auch die Versuche in [8] mit Lösungen, Zementstein-, Mörtel- und Betonproben zeigten, dass die Kontaktzone Stahl/Mörtel entscheidend ist. Während die Anreicherung von Zementstein direkt an der Stahloberfläche positive Auswirkungen hatte, begünstigten lokale Inhomogenitäten die Bildung von lokalen Anoden. Im Zusammenhang mit Inhomogenitäten wurden noch weitere Untersuchungen durchgeführt: Z.B. zum Einfluss der Orientierung der Bewehrungsstäbe bezüglich der Betonierrichtung [9, 10], zum Einfluss der Rippung der Stäbe [8, 9] und zum Einfluss der Lage im Querschnitt sowie von Rissen infolge mechanischer Beanspruchung [10]. In allen Untersuchungen wurde festgestellt, dass die Korrosionsangriffe an den Stellen auftraten, wo der Verbund Stahl/Zementstein gestört war und damit Hohlräume an der Stahloberfläche vorhanden waren. Die verschiedenen Ursachen für die Hohlräume wurden in [10] charakterisiert. Demnach gibt es Hohlräume infolge von Setzungen des Betons unterhalb der in Betonierrichtung oben liegenden, horizontalen Bewehrungsstäbe, infolge von Ablösungen im Bereich von durch Zugspannungen verursachten Rissen und infolge der Inhomogenität des Betons. Hohlräume infolge der ersten beiden Ursachen sind klar lokalisierbar. Demgegenüber sind die Inhomogenitäten des Betons mehr oder weniger zufällig über das ganze Bauteil verteilt. Der Einfluss der Rippung ist vermutlich gering [4].

Der *Einfluss der Stahlqualität und der Behandlung der Oberfläche* wurde unter anderen in [11] untersucht. Mit dem Einsatz von höher legierten CrNi- und CrNiMo-Stählen wird der kritische Chloridgehalt im Vergleich zu normalem Bewehrungsstahl stark erhöht. Je nach Qualität der Walzhaut und der Anfälligkeit des Gefüges für Korrosionsangriffe hat das vorgängige Polieren der Oberfläche eine Erhöhung oder auch eine Verkleinerung des kritischen Chloridgehalts zur Folge [11]. Zum Einsatz von nicht rostenden Stählen liegt ein Sachstandbericht vor [12].

Obwohl der kritische Chloridgehalt in Lösungen abhängig vom pH-Wert ist und auch das Verhältnis der Konzentrationen (Cl^-/OH^-) mit abnehmendem pH-Wert abnimmt, wurde in [8] bei nachträglichem Chlorideintrag kein signifikanter Einfluss der *Betonqualität* bzw. des w/z-Werts, des Zementgehalts oder der Zementart und in [5] kaum ein Einfluss der Chloridbindung festgestellt. Vermutlich überdeckt die Qualität des Verbunds von Stahloberfläche und Zementstein in den meisten Untersuchungen die übrigen betontechnologischen Einflüsse.

Die wichtigsten Umwelteinflüsse sind die *Temperatur und die Feuchtigkeit*. Ein Temperaturanstieg führt zur Abnahme des Anteils gebundener Chloride, d.h. bei gleichem Gesamtchloridgehalt zum Anstieg der Konzentration freier Chloride im Porenwasser und damit zu einem kleineren kritischen Chloridgehalt. Solange an der Stahloberfläche kein Sauerstoffmangel

herrscht, nimmt der kritische Chloridgehalt mit zunehmender Feuchtigkeit ab. Bei sehr hoher Feuchtigkeit bzw. in Wasser gesättigtem Beton ist der kritische Chloridgehalt infolge des Sauerstoffmangels wieder relativ hoch [13].

Die direkte oder die nachträgliche Chloridzugabe führt bei Versuchen in Lösungen und vor allem auch mit Mörtel- oder Betonproben zu unterschiedlichen Resultaten.

2.2.2 Publierte Werte

Es wurden verschiedentlich Zusammenstellungen publizierter Werte für den kritischen Chloridgehalt gemacht [5, 8, 14, 15]. Dabei reicht das Spektrum der Werte für den kritischen Gesamtchloridgehalt von der Witterung ausgesetzten Bauwerken von 0.2 bis über 2.0 M%/Zement. Nahezu dieselben Bandbreiten gelten auch für Bauten im Meerwasserbereich und bei Laborversuchen mit Mörtel- und Betonprobekörpern. Auch neuere Resultate aus Laborversuchen variieren stark. Direkt zugegeben wurden die Chloride in [4] und [16], nachträglich aufgesogen wurden sie in [17]. Es resultierten kritische Chloridgehalte von 1.24 bis 3.08 M%/Zement in [4], 0.7 bis 1.0 M%/Zement in [16] und 0.52 bis 0.74 M%/Zement in [17]. Etwas tiefere Werte wurden für sulfatbeständigen Zement in [16] gefunden.

Noch grösser sind die Bandbreiten der publizierten Werte für das kritische Verhältnis der Konzentrationen von Chlorid- und Hydroxylionen im Porenwasser. In [14] bzw. in [8] wurde gezeigt, dass dieses Verhältnis vom pH-Wert abhängig ist.

In [18] wurde die Häufigkeit der Korrosion von britischen Brücken in Funktion des gesamten Chloridgehalts angegeben. Auch in [5] wird darauf hingewiesen, dass es keinen einzelnen Wert für den kritischen Chloridgehalt gibt, sondern die Korrosionswahrscheinlichkeit bei einem gewissen Chloridgehalt zu betrachten ist. In [8, 14] wird die Korrosionswahrscheinlichkeit in Abhängigkeit vom Chloridgehalt angegeben (**Bild 2.3**). Demnach ist ab einem Chloridgehalt von 0.25 bis 0.75 M%/Zement mit beginnendem Lochfrass, ab 0.85 M%/Zement mit flächigen Angriffen zu rechnen. In [15] wird die Initiierungshäufigkeit in Funktion der freien Chloride dargestellt (**Bild 2.4**). Die Korrosionswahrscheinlichkeit, die für einen bestimmten Chloridgehalt resultiert, ist unterschiedlich. Sie ist gemäss Bild 2.4 durchwegs tiefer als gemäss Bild 2.3.

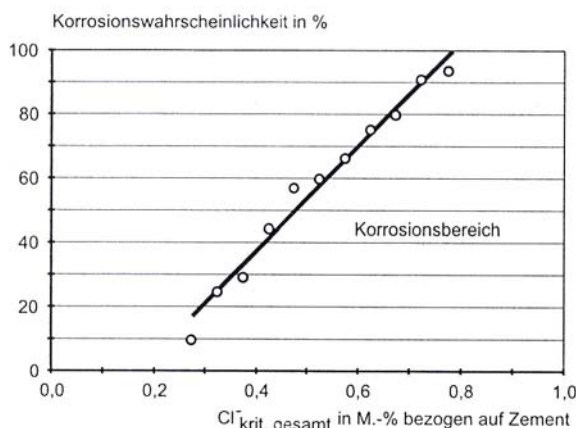
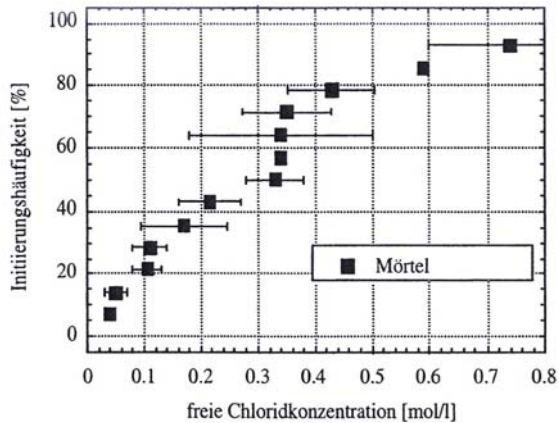


Bild 2.3: Wahrscheinlichkeit für die Initiierung von Korrosion in Abhängigkeit vom Chloridgehalt, nach [8, 14].



0.05 mol/l entsprechen ca. 0.30 M%/Zem.
 0.10 mol/l entsprechen ca. 0.60 M%/Zem.
 0.30 mol/l entsprechen ca. 0.80 M%/Zem.
 0.50 mol/l entsprechen ca. 1.00 M%/Zem.

Bild 2.4: Initiierungshäufigkeit in Abhängigkeit vom Gehalt an freien Chloriden, nach [15].

In [2] wurden an Bauwerken folgende Beobachtungen gemacht:

- Chloridgehalt < 0.4 M%/Zement: keine von Auge sichtbare Korrosion
- Chloridgehalt 0.4 bis 0.6M%/Zement: erste, visuell erkennbare Angriffsstellen
- Chloridgehalt > 0.6 M%/Zement: Lochfrass mit Querschnittsverlust

An der Unterseite der Konsolplatte einer Brücke wurden äusserst kleine Korrosionsgeschwindigkeiten gemessen, obwohl der Chloridgehalt über 1.5 M%/Zement lag. Dies kann einerseits auf den hohen spezifischen elektrischen Widerstand des Betons (tiefe Betonfeuchtigkeit) an der Untersicht zurückgeführt werden. Andererseits ist es bei Bauwerken möglich, dass auch bei Chloridgehalten über dem kritischen Wert an der Stahloberfläche keine Korrosion feststellbar ist, falls es eine stärkere Anode in der Nähe gibt. Die Beobachtungen in [2] stimmen insgesamt gut mit denjenigen in [18] überein.

Basierend auf Bauwerksuntersuchungen können damit für die Beurteilung des Korrosionsrisikos folgende allgemeinen Angaben gemacht werden:

- Chloridgehalt < 0.4 M%/Zement: kaum Korrosionsrisiko vorhanden
- Chloridgehalt 0.4 bis 1.0 M%/Zement: Korrosion möglich
- Chloridgehalt 1 bis 2 M%/Zement: Risiko für Korrosion hoch

Im Einzelfall ist das Korrosionsrisiko bei einem bestimmten Chloridgehalt immer abhängig von weiteren Einflüssen wie der Betonqualität, den Expositionsverhältnissen, der Bewehrungsüberdeckung etc. Insbesondere die bisherige und die zukünftige Betonfeuchtigkeit müssen bei der Festlegung des kritischen Chloridgehalts berücksichtigt werden (Zustand vor bzw. nach einer allfälligen Instandsetzung). **Bild 2.5** zeigt den Einfluss verschiedener Parameter auf den kritischen Chloridgehalt.

Infolge der grossen Unterschiede der publizierten Werte wurden in verschiedenen europäischen und amerikanischen Normen die Grenzwerte für den kritischen Chloridgehalt eher konservativ mit 0.2 bis 0.5 M%/Zement festgelegt.

Kritischer Chloridgehalt [M.%/Z]

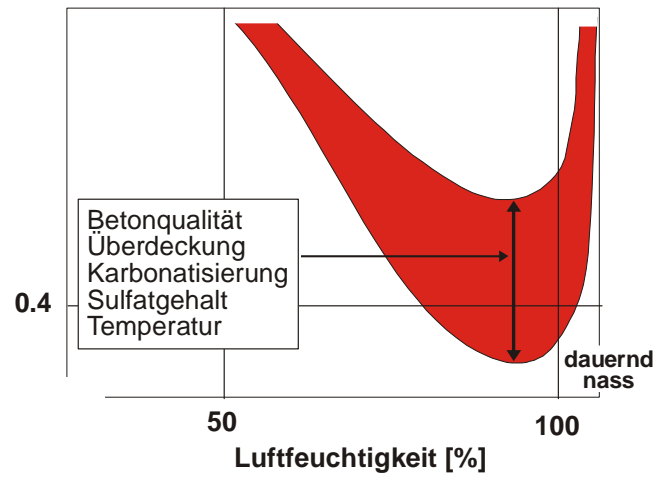


Bild 2.5 Einflüsse auf den kritischen Chloridgehalt [aus 19].

2.3 Chloride im Beton: Speicherung und Transport

Chloride werden durch verschiedene Mechanismen im Beton transportiert und gespeichert. Ein Teil wird durch chemische Bindung und Adsorption gespeichert und die freien Chloride werden durch Kapillartransport, Diffusion und Migration transportiert. Für den Transport von Chloriden ist Wasser notwendig.

2.3.1 Chloridbindung

Chloride liegen chemisch oder physikalisch gebunden bzw. frei im Beton vor. Es ist stets ein Gleichgewicht von gebundenen und freien Chloriden vorhanden. Die chemische Bindung unter Bildung von Friedel'schem Salz erfolgt vor allem durch die Aluminatphasen im Zementstein. Das Friedel'sche Salz ist im Porenwasser bis zu hohen Temperaturen stabil [20, 21]. Durch die Karbonatisierung wird es jedoch zersetzt und die Chloride werden wieder frei [21]. In verringertem Mass können Chloride auch in den Calciumsilikathydratphasen chemisch gebunden werden.

Die physikalische Bindung erfolgt durch Adsorption infolge von van der Waals-Kräften in der elektrochemischen Doppelschicht an der Oberfläche aller Phasen im Zementstein [22, 23]. Es kann gezeigt werden, dass weder die chemischen noch die physikalischen Chloridbindungen stabil sind und dass die Anzahl der Reaktionsstellen für physikalische Bindungen an den verschiedenen Zementsteinphasen weit grösser ist als diejenige für chemische Bindungen [24]. Deshalb wird der nachträgliche Chlorideintrag wesentlich durch die physikalische Adsorption an der grossen inneren Oberfläche des Zementsteins und die Dichte der Reaktionsstellen an dieser Oberfläche geprägt [23]. Die Stabilität der Bindungen ist pH-abhängig [25, 26] und wird durch Änderungen der Zusammensetzung des Porenwassers, der Temperatur und der Feuchtigkeit im Porensystem beeinflusst: Die Bindungskapazität wird verringert durch Karbonatisierung des Betons [21, 28, 29, 30] und durch die Anwesenheit von Sulfationen im Porenwasser [21, 31, 32, 33]. Unabhängig von der Zementart wird ein grösserer Anteil gebunden bei CaCl_2 wie bei NaCl [27, 23]. Weitere Einflüsse wie die Konzentration der Salzlösung, der Hydratationsgrad und die Temperatur wurden ebenfalls untersucht.

Der Anteil der gebundenen Chloride wird meist als Differenz des Anteils freier Chloride zum Gesamtchloridgehalt bestimmt. Je nach Methode bei der Bestimmung des Anteils freier Chloride resultieren aber unterschiedliche Ergebnisse [34, 35]. Zusammen mit der Dynamik der Chloridadsorption in Abhängigkeit von den äusseren Randbedingungen führt dies zu sehr unterschiedlichen Angaben des Anteils gebundener Chloride am Gesamtchloridgehalt.

2.3.2 Kapillartransport (Huckepack)

Im Fall des Kapillartransports wird oft auch von Huckepacktransport gesprochen, da in erster Linie das Wasser dem Kapillartransport unterliegt und die im Wasser gelösten Chloride lediglich mittransportiert werden. Der kapillare Wassertransport wird durch die anwesenden Chloride nur leicht beeinflusst. Höhere Konzentrationen haben infolge veränderter Wassereigenschaften eine eher kleinere Wasseraufnahme zur Folge. Der Chloridtransport wird dagegen nicht nur durch den kapillaren Wassertransport bestimmt, sondern zusätzlich noch stark beeinflusst durch Konzentrationsunterschiede und andere im Wasser vorhandene Ionen. Auch werden chemisch oder physikalisch gebundene Chloride zumindest zeitweise nicht weitertransportiert.

Der Transport von Chloriden via Huckepack ist im Vergleich zur Diffusion viel schneller und der Einfluss des w/z-Werts auf die Transportgeschwindigkeit viel grösser [36]. In vielen Untersuchungen wurde festgestellt, dass die Chloridfront immer hinter der Wasserfront liegt und flacher verläuft [27, 36, 37, 38, 39]. Dieser Retardierungseffekt wurde unter anderem auf die chemische und physikalische Bindung der Chloride zurückgeführt. Bereits in [38] wurde festgestellt, dass die Verzögerung des Eindringens der Chloride in poröseren oder karbonatisierten Betonen weniger ausgeprägt ist.

Bei Betonbauwerken der Verkehrsinfrastruktur, die chloridhaltigem Spritzwasser ausgesetzt sind, findet der Eintrag der Chloride vor allem durch den Huckepacktransport während grossen kapillaren Wasseraufnahmen statt [40].

2.3.3 Diffusion

Als Antrieb für die Diffusion von Chloridionen im Wasser müssen Konzentrationsunterschiede vorhanden sein. Reine Diffusion ist nur bei vollkommen gesättigtem Beton, das heisst bei permanent im Wasser eingetauchten Bauteilen möglich, deren Chloridbindekapazität ausgeschöpft ist. Im ungesättigten Beton sind Wassergehaltsunterschiede vorhanden, die einen kapillaren Wasser- und damit auch Chloridtransport zur Folge haben und zusätzlich wird die Diffusion beeinflusst durch die Chloridbindung. Unter der Annahme eines isotropen, homogenen Mediums und damit eines konstanten Diffusionskoeffizienten kann die Diffusion von Chloriden im Beton bei stationären Verhältnissen mit dem 1. Fick'schen Gesetz (2.5) und bei instationären Verhältnissen mit dem 2. Fick'schen Gesetz (2.6) beschrieben werden.

$$J = -D \frac{dc}{dx} \quad \text{Gleichung (2.5): 1. Fick'sches Gesetz}$$

mit J Massenstromdichte [$\text{kg}/\text{m}^2/\text{s}$]
 $\frac{dc}{dx}$ Konzentrationsgradient [$\text{kg}/\text{m}^3/\text{m}$]
 D Diffusionskoeffizient [m^2/s]

$$\frac{\partial c(x,t)}{\partial t} = D \frac{\partial^2 c(x,t)}{\partial x^2} \quad \text{Gleichung (2.6): 2. Fick'sches Gesetz}$$

Grundgleichungen und Lösungen für verschiedenste Problemstellungen, Anfangs- und Randbedingungen und auch für inhomogene Medien mit orts- und konzentrationsabhängigen Diffusionskoeffizienten wurden in [41] hergeleitet und zusammengestellt: z.B. Berücksichtigung von zeitabhängigen Oberflächenkonzentrationen, tiefenabhängigen Anfangsverteilungen, Schichten mit unterschiedlichen Diffusionskoeffizienten, konzentrationsabhängigen Diffusionskoeffizienten und einer chemischen oder physikalischen Bindung mit verschiedenen Ansätzen für die Adsorptionsisotherme. Die am weitesten verbreitete Lösung (2.7) der Gleichung (2.6) resultiert mit folgenden Rand- und Anfangsbedingungen:

Randbedingung:	$c = C_0$	für $x = 0$	und $t \geq 0$
Anfangsbedingung:	$c = 0$	für $x > 0$	und $t = 0$

$$c(x,t) = C_0 \operatorname{erfc} \left[\frac{x}{2\sqrt{D_{\text{eff}} t}} \right] \quad \text{Lösung (2.7)}$$

mit $c(x,t)$ Chloridkonzentration in Tiefe x zur Zeit t [M%/Zement]
 C_0 Oberflächenkonzentration [M%/Zement]
 D_{eff} effektiver Diffusionskoeffizient [m^2/s]
 x Abstand von der Oberfläche [m]
 t Zeit [s]

Für die so genannten Fehlerintegrale erf und erfc gibt es Tabellen in der mathematischen Grundlagenliteratur. Bei Bauwerken der Verkehrsinfrastruktur werden durch Diffusion vor allem im Beton vorhandene Chloride weitertransportiert und umverteilt [40].

2.3.4 Migration

Die Bewegung von Ionen im elektrischen Gleichspannungsfeld wird mit Migration bezeichnet. Die Wanderung der Chloridionen durch den Beton hindurch wird im elektrischen Gleichspannungsfeld im Vergleich zur Diffusion stark beschleunigt. Diese Tatsache wird benutzt bei den beschleunigten Verfahren zur Bestimmung des Diffusions- bzw. des Migrationskoeffizienten und den elektrochemischen Instandsetzungsverfahren.

2.4 Spezifischer elektrischer Widerstand und spezifische elektrische Leitfähigkeit

Der spezifische elektrische Widerstand von Beton wird hauptsächlich durch die spezifische elektrische Leitfähigkeit, die Menge des Porenwassers sowie durch dessen Verteilung im Porensystem und die Temperatur beeinflusst. Die reziproke Grösse zum spezifischen elektrischen Widerstand ist die spezifische elektrische Leitfähigkeit, Gleichung (2.8).

$$\sigma = \frac{1}{\rho} \quad \text{Gleichung (2.8)}$$

mit ρ spezifischer elektrischer Widerstand [Ωm]
 σ spezifische elektrische Leitfähigkeit [S/m]

2.4.1 Abhängigkeit der Leitfähigkeit der Porenlösung von der Zusammensetzung

Die elektrische Leitfähigkeit von Lösungen ist von den Konzentrationen der verschiedenen darin enthaltenen Ionen, deren Wertigkeiten und deren Beweglichkeiten abhängig. Für kleine Konzentrationen gilt für die Leitfähigkeit Gleichung (2.9). Bei hohen Konzentrationen führen elektrostatische Wechselwirkungen zwischen den Ionen zu einer eingeschränkten Ionenbeweglichkeit [42].

$$\sigma = F \sum_i c_i v_i |z_i| \quad \text{Gleichung (2.9)}$$

mit F Faraday'sche Konstante [As/mol]
 c_i Konzentration des i-ten Ions [mol/m^3]
 v_i Beweglichkeit des i-ten Ions [$\text{m}^2/\text{V/s}$]
 $|z_i|$ Wertigkeit des i-ten Ions [-]

2.4.2 Die Temperaturabhängigkeit der Leitfähigkeit von Lösungen

Die Beweglichkeit von Ionen ist umgekehrt proportional zur Viskosität des Lösungsmittels. Diese nimmt mit steigender Temperatur ab, was zu einer Zunahme der Leitfähigkeit mit zunehmender Temperatur führt [42]. Die Temperaturabhängigkeit der Viskosität wird mit einem Arrheniusansatz beschrieben (2.10). Daraus ergibt sich auch für die Beschreibung der Temperaturabhängigkeit der Leitfähigkeit von Lösungen ein Arrheniusansatz (2.11).

$$\eta = N e^{\left(\frac{E_a}{RT}\right)} \quad \text{Ansätze (2.10) und (2.11)}$$

$$\sigma = \sigma_0 e^{b\left(\frac{1}{T_0} - \frac{1}{T}\right)}$$

mit η Viskosität der Lösung [kg/m/s]
 N Konstante [kg/m/s]
 E_a Aktivierungsenergie [J/mol]
 R allgemeine Gaskonstante [J/mol/K]
 T absolute Temperatur [K]

T_0	Bezugstemperatur [K]
σ_0	spezifische elektrische Leitfähigkeit bei der Bezugstemperatur T_0 [S/m]
b	b -Wert zur Berücksichtigung der Temperaturabhängigkeit [K]

Eine starke Temperaturabhängigkeit kommt mit einem hohen b -Wert zum Ausdruck.

2.4.3 Der Einfluss der Betonqualität auf den spezifischen elektrischen Widerstand

Die Betonqualität beeinflusst den spezifischen elektrischen Widerstand einerseits über die Porosität und die Durchgängigkeit des Porensystems und andererseits über die Zusammensetzung des Porenwassers. So nimmt bei gesättigten Verhältnissen der spezifische elektrische Widerstand mit zunehmendem w/z-Wert ab, bei trockeneren Verhältnissen zu [43, 40]. Die Zusammensetzung der Porenlösung hängt ab von der Zementart und den verwendeten Zusatzstoffen, dem Chloridgehalt, der Karbonatisierung und dem Betonalter [44]. Mit dem Einsatz von Zusatzstoffen wird der spezifische elektrische Betonwiderstand erhöht [45, 40]. Mit zunehmendem Anteil des Zementsteins nimmt der spezifische elektrische Widerstand ab [46].

2.4.4 Der Einfluss der Feuchtigkeit auf den spezifischen elektrischen Widerstand von Beton

Mit zunehmendem Wassergehalt nimmt der spezifische elektrische Widerstand des Betons ab bzw. die spezifische elektrische Leitfähigkeit zu, wobei ab einem gewissen Wassergehalt (Schwellenwert) die Zunahme der Leitfähigkeit sehr ausgeprägt ist [40]. Dies wird in [46, 44] darauf zurückgeführt, dass das Wasser in den Gelporen nichts zur elektrischen Leitfähigkeit beiträgt.

Trocknet der Beton aus, bleibt die noch vorhandene Feuchtigkeit in immer kleineren Poren zurück und bildet keine durchgehenden Wasserfilme mehr. Dies führt vermutlich zum ausgeprägten Anstieg des spezifischen elektrischen Widerstands, sobald eine gewisse Feuchtigkeit unterschritten wird. Weiter wird die Beweglichkeit der Ionen im Wasser durch Wechselwirkungen immer mehr behindert. Die Aktivierungsenergie der Ionen und damit die Viskosität des Porenwassers nehmen zu bzw. dessen Leitfähigkeit nimmt ab. Die Zunahme der Konzentration der Ionen infolge der Austrocknung hat demgegenüber einen gegenteiligen Effekt auf die Leitfähigkeit.

Die Abhängigkeit des spezifischen elektrischen Widerstands vom Wassergehalt des Betons kann zur Untersuchung des Wasserhaushalts eines Betons genutzt werden [40, 47, 48, 49].

2.4.5 Der Einfluss der Temperatur auf den spezifischen elektrischen Betonwiderstand

Für die Beschreibung der Temperaturabhängigkeit der spezifischen elektrischen Leitfähigkeit wird Ansatz (2.11) herangezogen (Kapitel 2.4.2). Für den spezifischen elektrischen Widerstand resultiert dem zufolge Ansatz (2.12).

$$\rho = \rho_0 e^{b\left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0}\right)} \quad \text{Ansatz (2.12)}$$

mit ρ_0 spezifischer elektrischer Widerstand bei der Bezugstemperatur T_0 [Ωm]

Der b -Wert ist abhängig von der Betonfeuchtigkeit [2, 46, 40] und nimmt ab mit zunehmendem Wassergehalt. In verschiedenen Laboruntersuchungen wurde der b -Wert von sehr feuchten Betonen mit 1500 bis 2000 K, von eher trockenen Betonen mit 3000 bis 5000 K bestimmt. Im Vergleich zum für Porenlösungen bestimmten Wert von 1750 K [46] kommt bei den Werten für Betone der Einfluss des Porensystems zum Ausdruck. Unter gesättigten Verhältnissen nähert sich der b -Wert von Beton demjenigen von Porenlösungen. Trocknet der Beton aus, hat die Zunahme der Aktivierungsenergie auch eine Zunahme des b -Werts zur Folge, da dieser proportional zu E_a/R ist.

2.5 Messung des elektrischen Widerstands vor Ort

Widerstandsmessungen können grundsätzlich mit Gleich- oder Wechselspannung durchgeführt werden. Bei Gleichspannung entstehen jedoch Polarisierungseffekte an den Elektroden, was die Resultate verfälscht. Mit Wechselspannungsmessungen (Impedanzmessungen) können diese Effekte vermieden werden. Um Fehlmessungen wegen der Elektrodenprozesse auszuschalten, ist an Stelle der 2-Punkt-Messung die 4-Punkt-Messung vorzuziehen.

2.5.1 Messung des elektrischen Widerstands mit Multiringelektroden

Die in den Galerien eingesetzten Multiringelektroden (MRE) wurden an der TH in Aachen entwickelt [50, 51, 52]. Sie bestehen aus 8 Edelstahlringen, die durch Zwischenringe aus Kunststoff voneinander getrennt sind. Die MRE kann entweder direkt ins Bauteil einbetoniert oder nachträglich in bestehenden Beton eingemörtelt werden. Mit einem Wechselstromwiderstandsmessgerät kann dann der elektrische Widerstand von einem Ring zum nächsten gemessen werden. Die Breite der Ringe beträgt 2.5 mm bei einem Durchmesser von 20 mm. Die ganze MRE ist somit rund 40 mm lang.

2.5.2 Kompensation der Geometrieabhängigkeit

Mit den MRE werden Absolutwerte des elektrischen Widerstands gemessen. Diese sind geometrieabhängig und müssen mit der Zellkonstanten in den spezifischen, elektrischen Widerstand umgerechnet werden, Gleichung (2.13). Erst der spezifische elektrische Widerstand ist ein Materialkennwert. Die Geometrieabhängigkeit bzw. die Zellkonstante für die jeweils vorhandene Messanordnung ist bei allen Messungen zu bestimmen, falls der *spezifische* elektrische Widerstand gesucht ist.

$$\rho = (ZK) R_{gem} \quad \text{Gleichung (2.13)}$$

mit	ρ	spezifischer elektrischer Widerstand [Ωm]
	ZK	Zellkonstante [m]
	R_{gem}	gemessener elektrischer Widerstand [Ω]

Die Zellkonstante der MRE wird in der Regel mit 0.1 m angenommen [51]. In [53] wurde sie in gesättigtem Beton mit 0.05 bis 0.1 m bestimmt.

2.5.3 Kompensation der Temperaturabhängigkeit

Der elektrische Widerstand vor Ort ist stark von der Temperatur abhängig (Ansatz 2.12). Um Veränderungen des Wassergehalts vor Ort ermitteln zu können, muss deshalb der Einfluss der Temperatur kompensiert werden. Dazu muss für den b -Wert, der die Temperaturabhängigkeit beschreibt, eine Annahme getroffen werden (Kapitel 2.4.5). Er kann aber auch rechnerisch mit einer linearen Regression abgeschätzt werden, falls die Messung des elektrischen Widerstands in kleinen Messintervallen erfolgt [2, 40]. Mit dem b -Wert werden schliesslich die gemessenen elektrischen Widerstände für die gewählte Bezugstemperatur T_0 berechnet. Verbleibende Schwankungen dieser temperaturkompensierten elektrischen Widerstände können hauptsächlich auf Änderungen des Wassergehalts zurückgeführt werden.

2.6 Messung des spezifischen elektrischen Widerstands im Labor

Der spezifische Widerstand von Beton kann mit der 4-Punktmessung an instrumentierten Bohrkernen bestimmt werden (**Bild 2.6**, [54]). An den beiden Enden wird je eine Kupferplatte ganzflächig mit einem elektrisch leitfähigen 2-Komponenten-Epoxydkleber aufgeklebt, damit ein möglichst homogenes Strom- bzw. Spannungsfeld im Bohrkern erzeugt werden kann. Über die Platten wird eine Wechselspannung angelegt, der elektrische Strom und von Draht zu Draht der Spannungsabfall gemessen, daraus von Draht zu Draht der elektrische Widerstand und schliesslich der spezifische elektrische Widerstand berechnet Gleichung (2.14). Der Faktor $(\pi r^2/x)$ entspricht der Zellkonstanten für die vorliegende Messanordnung (Kapitel 2.5.2).

$$\rho = R_{gem} \left(\frac{\pi r^2}{x} \right) \quad \text{Gleichung (2.14)}$$

mit ρ spezifischer elektrischer Widerstand [Ωm]
 R_{gem} gemessener elektrischer Widerstand [Ω]
 πr^2 Querschnittsfläche des Bohrkerns [m^2]
 x Abstand der Drähte [m]

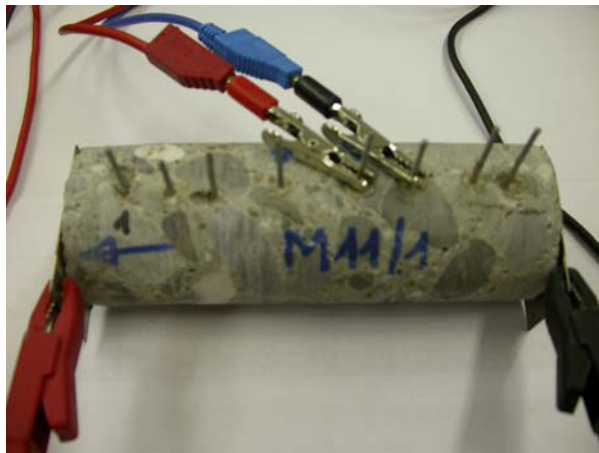


Bild 2.6: Bestimmung des spezifischen elektrischen Widerstands an Bohrkernen.

Um den Zusammenhang zwischen der spezifischen elektrischen Leitfähigkeit und dem Wassergehalt zu erhalten, werden die Bohrkerns bei unterschiedlichen relativen Luftfeuchtigkeiten gelagert und bei jeder Messung auch gewogen. Direkt nach der Instrumentierung erfolgt in der Regel eine erste Messung. Darauf werden die Bohrkerns im Wasser gelagert und anschliessend in Kammern mit kontrollierten Luftfeuchtigkeiten langsam ausgetrocknet. Je nach der genauen Zielsetzung erfolgen die Messungen in unterschiedlichen Zeitabständen.

3 Instandsetzungsprojekte und Überwachungskonzepte

3.1 Instandsetzungsprojekt

Das Instandsetzungsprojekt sah grundsätzlich vor, den chloridbelasteten Beton bis auf einen Restchloridgehalt von 0.4 M% bezogen auf den Zementgehalt mit Hochdruckwasserstrahl abzutragen und zu reprofilieren, bzw. mit rund 80 mm unbewehrtem Vorbeton zu ergänzen.

3.1.1 Instandsetzung der Stützen

Im unteren Bereich der Stützen wurde der Betonabtrag mit 20 bis 60 mm festgelegt. Das heisst bis an die äussere Bügelbewehrung, die gemäss Planunterlagen 20 mm überdeckt war, bzw. bis zur Mitte der dahinter liegenden Längsbewehrung. Danach wurden die Stützen mit einem Stahlmantel ummantelt und ausbetoniert (**Bild 3.1**). Es wurden mindestens 80 mm zusätzlich vorbetoniert. Der Stahlmantel sollte als verlorene Schalung dienen, den Eintrag von Wasser verhindern, eine gewisse Umschnürung zumindest der Ecken des Vorbetons gewährleisten und schliesslich einen Anprallschutz bilden. Ab einer Höhe von 2.50 m ab OK Terrain wurden nach dem Entfernen der Zementhaut eine Spachtelung zum Porenverschluss und eine Versiegelung als Schutz gegen eindringendes Wasser und als CO₂-Bremsse appliziert.

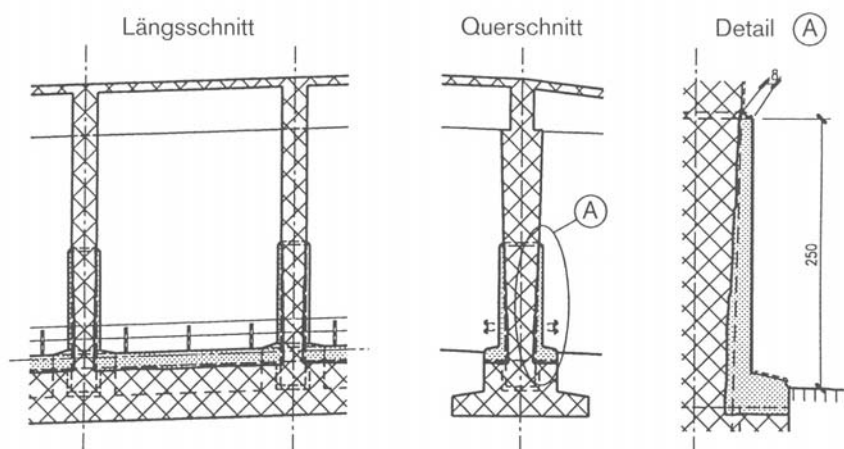


Bild 3.1: Schema der Instandsetzungsmassnahmen an den Stützen.

3.1.2 Instandsetzung der Rückwand

Bei der Rückwand wurde der Beton bis zu einer Höhe von maximal 2.50 m auf der ganzen Länge abgetragen und durch einen unbewehrten, an den Rändern verdübelten Vorbeton ersetzt (**Bild 3.2**). Die gesamte Rückwand wurde danach hydrophobiert.

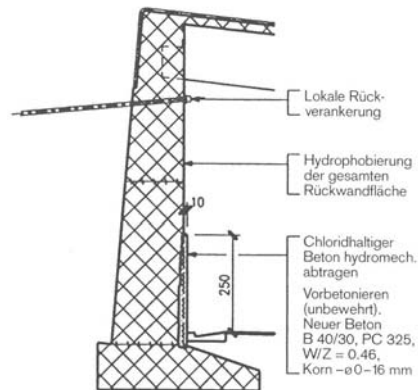


Bild 3.2: Schema der Instandsetzungsmassnahmen an der Rückwand.

Der Abtrag wurde wie folgt festgelegt:

Im Einfahrtsbereich der Galerie (rund 50 m ab Ein-/Ausfahrt):

bis 1.80 m ab OK Terrain:	bis Mitte der hinteren Bewehrungslage (60 bis 70 mm)
1.80 bis 2.50 m ab OK Terrain:	20 mm

In Galeriemitte:

bis 1.20 m ab OK Terrain:	bis Mitte der hinteren Bewehrungslage (60 bis 70 mm)
1.20 bis 2.50 m ab OK Terrain:	20 mm

Weitere Details zur Instandsetzung können den Projektunterlagen oder [55] entnommen werden.

3.2 Überwachungskonzept bei den Stützen

Es wurden jeweils 5 Stützen für die Überwachung ausgewählt. Bei den Mittelstützen der Galerien Gütli und Wilerplanggen waren die Versuchsstützen über die Galerielänge verteilt: je eine in den Einfahrtsbereichen, in der Mitte und ca. im Viertelpunkt. Bei den Aussenstützen der Galerie Wilerplanggen waren es jeweils zwei Versuchsstützen im Ein- und Ausfahrtsbereich der Galerie sowie eine 127 m ab der Einfahrt. Bei den Mittelstützen erfolgte der Betonabtrag gemäss dem Projekt (**Kapitel 3.1**). Bei drei der fünf Aussenstützen wurde kein Beton abgetragen sondern nur die Zementhaut entfernt. **Tabelle 3.1** gibt eine Übersicht.

Die Überwachung vor Ort umfasste Messungen des Korrosionspotenzials der Bewehrung und des elektrischen Widerstands (**Tabelle 3.1**). Vor Ort wurden auch die Luft- und Betontemperatur und zeitweise die relative Luftfeuchtigkeit erfasst. Im Labor wurde weiter der spezifische elektrische Widerstand des Alt- und des Neubetons, abhängig von der Feuchtigkeit bestimmt (**Kapitel 2.5**).

Tabelle 3.1: Übersicht über die Versuchsstützen.

Galerie	Bauteil	Bezeichnung (Nr.) der Versuchsstütze			
		Abtrag gemäss Projekt	Kein Abtrag	Potenzial und Widerstand (MRE)	Nur Potenzial
Gütli	Mittelstützen	1.2, 7.3, 14.3, 20.3, 26.4	---	14.3, 26.4	1.2, 7.3, 20.3
Wilerplanggen	Mittelstützen	F, 20, 50, 75, 102	---	---	F, 20, 50, 75, 102
Wilerplanggen	Aussenstützen	E, 100	F, 18, 96	F, 96	E, 18, 100

Für die Potenzialmessungen wurde bei den Versuchsstützen der Stahlmantel mit abdeckbaren Öffnungen auf drei Seiten in jeweils vier verschiedenen Höhen ab OK Terrain versehen (**Bild 3.3**).

Die Messung des elektrischen Widerstands vor Ort wurde an Multiringelektroden durchgeführt (**Kapitel 2.5**). Deren Kalibrierung erfolgte durch Messungen an in Bohrkerne eingemörtelten MRE unter kontrollierten Feuchtigkeitsverhältnissen sowie durch Messungen in Lösungen mit bekannter spezifischer elektrischer Leitfähigkeit im Labor. Die MRE wurden in verschiedenen Höhen ab OK Terrain und an verschiedenen Orten im Querschnitt einbetoniert: im Kernbeton der Stütze, beim Übergang Alt-/Neubeton im Altbeton, im Neubeton sowie an der Oberfläche im Altbeton (über Stahlmantel und Vorbeton). **Bild 3.4** gibt eine Übersicht.



Bild 3.3: Versuchsstütze nach der Instandsetzung: Öffnungen im Stahlmantel für die Potenzialmessung.

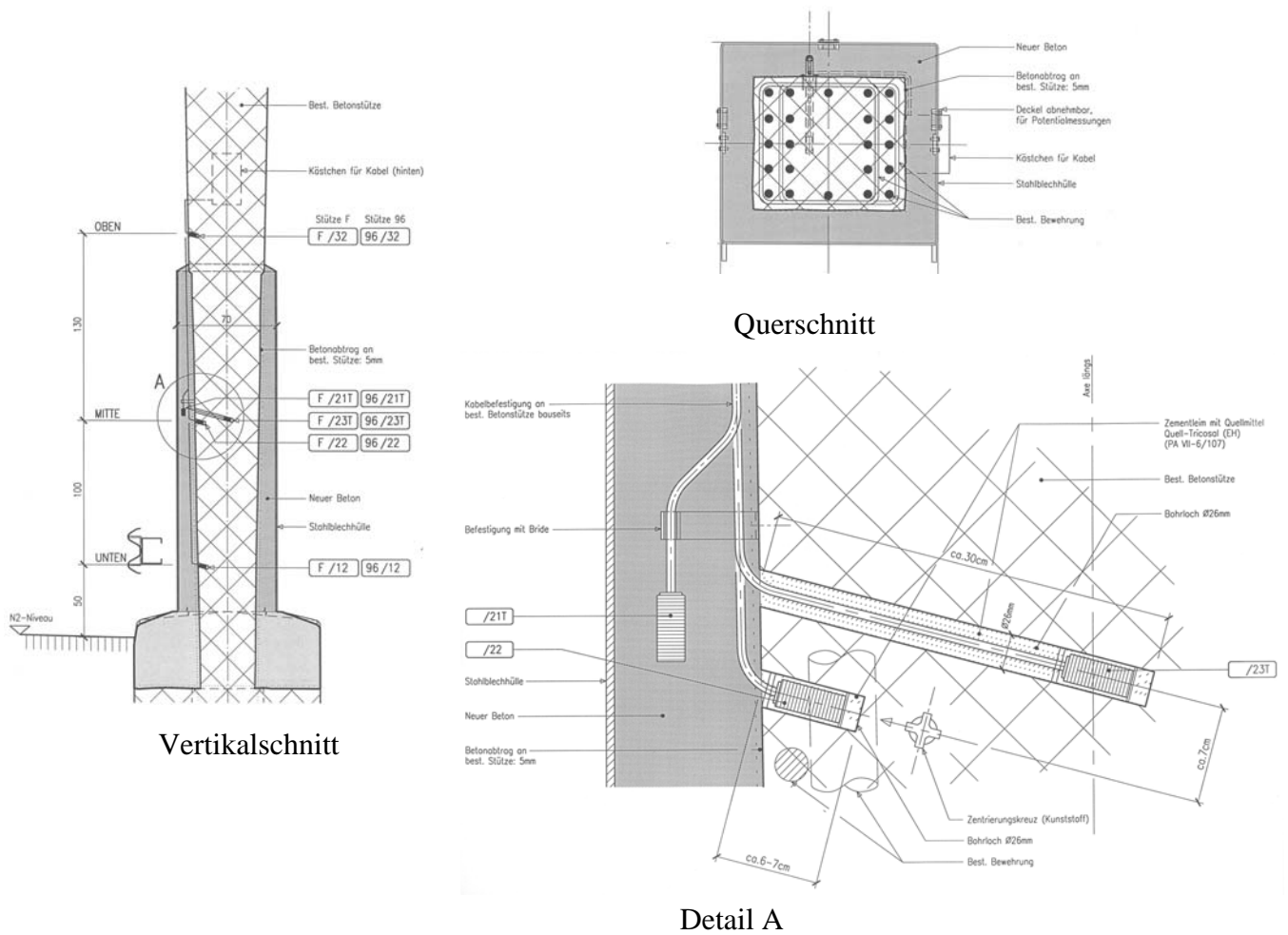


Bild 3.4: Anordnung der eingebauten Multiringelektroden (MRE).

3.3 Überwachungskonzept bei der Rückwand

Für die Überwachung der Rückwand der Galerie Gütli wurden vier Versuchsfelder ausgewählt: je zwei direkt nebeneinander liegende Felder bei der Galerieeinfahrt (V1 und V2) und in der Galeriemitte (V3 und V4). Bei zwei Versuchsfeldern wurde kein Beton abgetragen, sondern nur die Zementhaut entfernt (V2 und V4). Bei den anderen Versuchsfeldern 1 und 3 wurde der Beton gemäss Projekt abgetragen (**Kapitel 3.1**).

In sämtlichen Versuchsfeldern wurden ganzflächige Potenzialfeldmessungen durchgeführt. In den Feldern 1, 2 und 4 wurden sie durch Messungen des elektrischen Widerstands ergänzt. Weiter wurden 1 Monat, 1 Jahr und 5 Jahre nach der Instandsetzung Bohrkernentnommen und analysiert, um die Veränderung der Chloridprofile zu erfassen. **Bild 3.5** zeigt den Messraster und die Bohrkernentnahmestellen. Wie bei den Stützen wurden auch bei der Rückwand die Luft- und Betontemperatur und zeitweise die relative Luftfeuchtigkeit während den Messungen vor Ort erfasst.

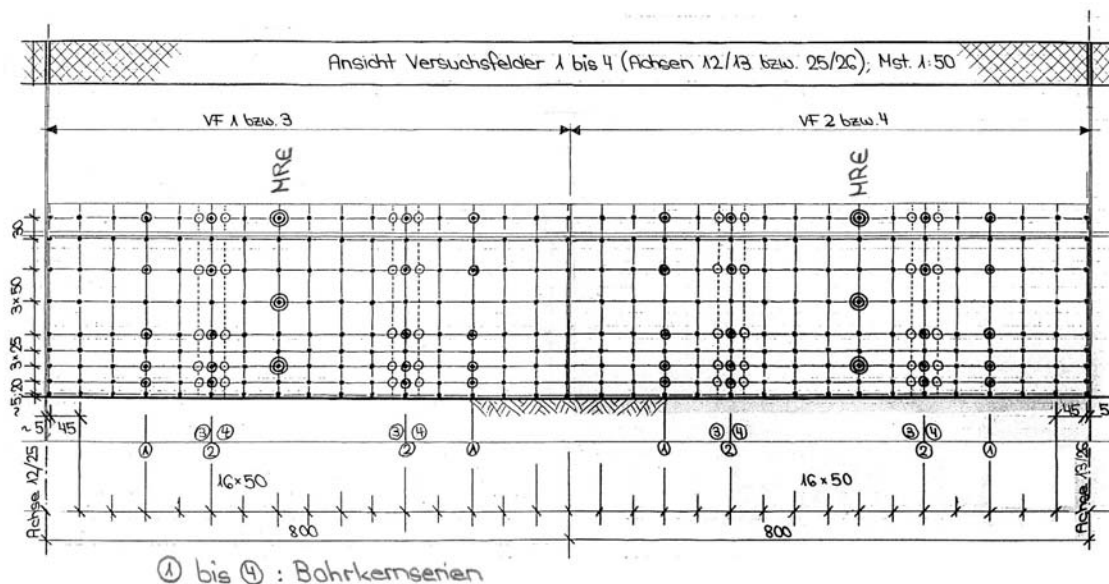


Bild 3.5: Ansicht der Versuchsfelder: Messraster und Bohrkernentnahmestellen.

Die Messung des elektrischen Widerstands vor Ort wurde auch bei der Rückwand mit Multiringelektroden durchgeführt (**Kapitel 3.2**). Die MRE wurden in verschiedenen Höhen ab OK Terrain und an verschiedenen Orten im Querschnitt einbetoniert: im Kernbeton der Rückwand, beim Übergang Alt-/Neubeton im Altbeton, im Neubeton sowie an der Oberfläche im Altbeton (über dem Vorbeton). **Bild 3.6** gibt eine Übersicht.

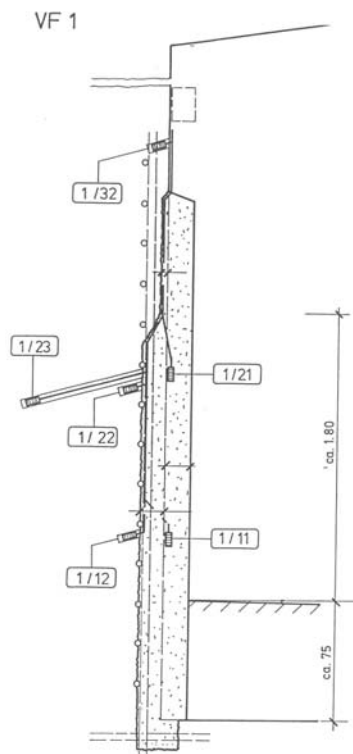


Bild 3.6:
Anordnung der Multiringelektroden
(MRE) in der Rückwand.

Ergänzt wurden die Messungen vor Ort mit der Bestimmung des spezifischen elektrischen Widerstands des Alt- und des Neubetons, abhängig vom Wassergehalt im Labor (**Kapitel 2.6**).

4 Ausgangszustand

In den Jahren 1992 und 1993 wurde der Zustand der Galerien durch die projektierenden Ingenieure untersucht. Neben ungenügenden Gesamttragsicherheiten wurden in den unteren Bereichen von Rückwänden und Stützen durch Chloride verursachte Schäden festgestellt: Korrosion der Bewehrung und Schäden infolge von Frost-/Tausalzeinwirkung. In den oberen Bereichen der Galerien waren die Korrosionsschäden in erster Linie durch ungenügende Überdeckungen bei gleichzeitig grosser Karbonatisierungstiefe und durch Risse und Kiesnes-ter verursacht.

4.1 Galerie Gütli

Im Herbst 1992 wurden durch die Betonexpert AG Potenzialpunktmessungen an je zwei Mittelstützen in zwei Dilatationsabschnitten (Stützen Nr. 1.4, 1.5 sowie 2.1 und 2.2) sowie an der Rückwand zwischen den Achsen 24 bis 27 durchgeführt. Ergänzt wurden die Messungen mit der Bestimmung der Überdeckung, der Karbonatisierungstiefe und des Korrosionsgrads. Bohrkerne für die Bestimmung von Chloridprofilen wurden nur bei der Rückwand entnommen.

Die Auswahl der fünf Versuchsstützen erfolgte 1996 auf Grund ihrer Lage in Längsrichtung der Galerie, ohne weitere Untersuchungen. Bei der Rückwand wurde 1997 der Zustand der vier Versuchsfelder vor der Instandsetzung durch die projektierenden Ingenieure und die TFB mittels ganzflächigen Potenzialmessungen, ganzflächiger Bestimmung der Überdeckung und der Analyse einer ersten Bohrkernserie detailliert erfasst.

4.1.1 Mittelstützen

Die gemessenen Potentiale lagen zum grossen Teil zwischen -200 und $+20$ mV_{CSE}, 3 von 168 Werten waren negativer, mit einem Minimalwert von -255 mV_{CSE}. Die Überdeckungen schwankten stark (13 bis 45 mm). Bei der Vorfabrikation haben sich vermutlich bei einigen Stützen die Bewehrungskörbe verschoben. Karbonatisierungstiefe und Korrosionsgrad wurden bei den beiden Bewehrungsanschlüssen, die für die Potenzialmessung an den Stützen nötig waren, mit 3 bis 11 mm bzw. Korrosionsgrad 0 bestimmt (blank, Korrosionsgrad gemäss [57]). Auf Grund der Messungen musste bei den Stützen nur sehr lokal und vereinzelt Korrosion erwartet werden. Die Potenzialdifferenzen waren vorwiegend auf Feuchtigkeitsunterschiede zurückzuführen.

4.1.2 Rückwand

Untersuchung 1992

Das untere Grenzpotenzial $U(K)$ wurde bei der Untersuchung 1992 mit $-300 \text{ mV}_{\text{CSE}}$ bestimmt. Bis ca. 1.20 m (lokal bis 2.20 m) wurden Potenziale negativer als $U(K)$ gemessen, mit einem minimalen Wert von $-465 \text{ mV}_{\text{CSE}}$. Die Überdeckungen lagen in allen drei Dilatationsabschnitten zwischen 32 und 54 mm und die Karbonatisierungstiefen zwischen 6 und 30 mm. Der bei den drei Bewehrungsanschlüssen, ca. 1.0 m ab OK Terrain, bestimmte Korrosionsgrad war maximal 2 (Rostflecken, lokal geringer Materialabtrag, gemäss [57]). In der Galerieeinfahrt (Achse 26.3) und in Galeriemitte (Achse 13.2) wurden insgesamt 9 Bohrkerne entnommen zur Bestimmung des Chloridprofils (**Bild 4.1**).

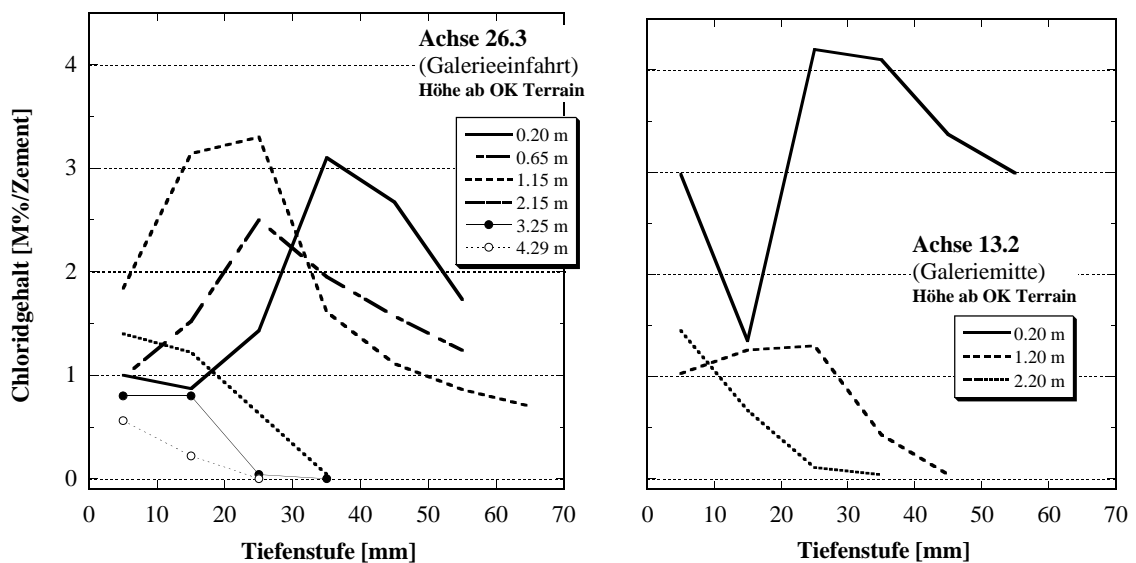


Bild 4.1: Chloridprofile in der Rückwand 1992 (links Einfahrt, rechts Galeriemitte).

Untersuchung 1997

Um eine optimale Grundlage für die Beurteilung der Wirkung der Instandsetzungsmassnahmen zu schaffen, wurde direkt vor der Instandsetzung, am 01. März 1997, eine detaillierte Zustandsuntersuchung der vier Versuchsfelder durchgeführt. Sämtliche Daten und Angaben zum Messraster und zu den Entnahmestellen der Bohrkerne sind in Form von Farbplots, Tabellen und Diagrammen in den **Anhängen 1.1** (Überdeckungen), **1.2** (Potenzialmessungen) und **1.4** (Chloridanalysen) zusammengestellt.

Die **Überdeckungen** waren in der Galerieeinfahrt bzw. in der -mitte sehr unterschiedlich. In **Tabelle 4.1** sind statistische Kennwerte zusammengestellt, vorausgesetzt, dass es sich um Normalverteilungen handelt. **Tabelle 4.2** enthält sodann die Summenhäufigkeiten. Es folgt, dass sich die Verteilungen der beiden Bereiche in ihrer Lage und ihrer Breite stark unterscheiden. Die Mittelwerte betragen 41.9 mm in der Galerieeinfahrt und 57.4 mm in Galeriemitte. Im Einfahrtbereich waren 50 % aller Überdeckungen kleiner oder gleich 40 mm und 18 % kleiner oder gleich 30 mm. In Galeriemitte gab es keine Überdeckungen kleiner oder gleich 40 mm; 70 % waren grösser als 50 mm. Ungünstigerweise sind die Überdeckungen im Einfahrtbereich vor allem im unteren Bereich der Rückwand gering (Messlinien am Wandfuss sowie 0.50 m ab OK Terrain). Dies wurde 1992 nicht festgestellt. Die Überdeckungen in

diesem Abschnitt wurden mit 36 bis 54 mm bestimmt. Vermutlich weil damals erst oberhalb ca. 1.00 m ab OK Terrain gemessen wurde, was zur Folge hatte, dass es nicht möglich war, die kleinen Überdeckungen im unteren Teil der Rückwand zu erfassen.

Tabelle 4.1: Überdeckungen in den Versuchsfeldern: statistische Kennwerte, eine Normalverteilung vorausgesetzt.

	Versuchsfelder 1 und 2	Versuchsfelder 3 und 4
Anzahl Werte	94	90
Minimum	17	40
Maximum	70	80
Mittelwert	41.9	57.4
Standardabw.	12.0	9.4
Variationskoef.	29	16

Tabelle 4.2: Überdeckungen in den Versuchsfeldern: Summenhäufigkeiten.

		Versuchsfelder 1 und 2	Versuchsfelder 3 und 4
Anteil der Überdeckungen [%]	≤ 20 mm	2.1	
	≤ 25 mm	7.4	
	≤ 30 mm	18.0	
	≤ 35 mm	34.0	
	≤ 40 mm	50.0	
	≤ 45 mm	60.6	12.2
	≤ 50 mm	75.5	30.0
	≤ 55 mm	86.1	38.9
	≤ 60 mm	93.6	66.7
	≤ 70 mm	100.0	93.4
	≤ 80 mm		100.0

Im Einfahrtsbereich waren sehr hohe **Chloridgehalte** bis in grosse Tiefen vorhanden. In Galeriemitte wurden immer noch hohe Chloridgehalte festgestellt, diese reichten aber nicht ganz so weit in den Beton hinein. Die Gradienten im Inneren waren bei allen Profilen qualitativ sehr ähnlich (**Bild 4.2**). Der Chloridgehalt auf Bewehrungsniveau betrug vor der Instandsetzung:

im Einfahrtsbereich	bis 1.0 m ab OK Terrain:	2.0 bis über 3 M%/Zement
	ab 2.0 m ab OK Terrain:	0.2 bis 0.7 M%/Zement
in Galeriemitte	bis 1.0 m ab OK Terrain:	0.2 bis 0.3 M%/Zement
	ab 2.0 m ab OK Terrain:	maximal 0.2 M%/Zement

Auf Grund des Chloridgehalts auf Bewehrungsniveau war demnach in der Galeriemitte nicht mit Korrosion zu rechnen.

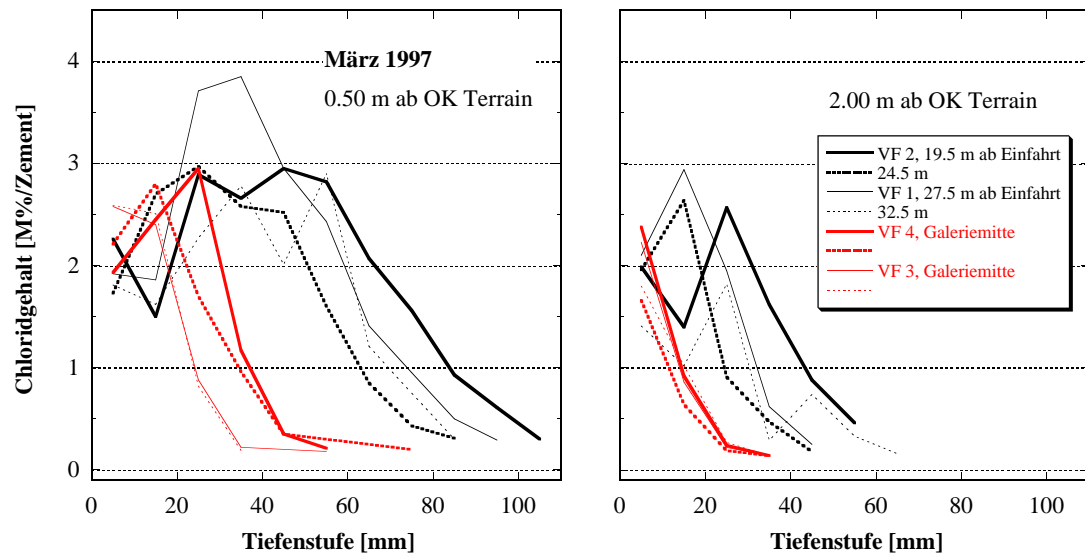


Bild 4.2: Chloridprofile in der Rückwand 1997 (VF 1 bis VF 4: Versuchsflächen).

Die Profile von 1992 passen gut ins Bild von 1997. Sie liegen jeweils am unteren Rand des Spektrums der vergleichbaren Bohrkerns von 1997. Dies weist vermutlich darauf hin, dass trotz den hohen vorhandenen Chloridgehalten 1992, in den darauf folgenden Jahren noch weitere Chloride eingetragen werden konnten.

Wie auf Grund der Überdeckungen und der Chloridprofile zu erwarten war, ergaben sich grosse Unterschiede bei der *Korrosionspotenzialen* zwischen der Galeriemitte und dem Einfahrtsbereich. Die Übereinstimmung mit den Resultaten von 1992 war gut. Das untere Grenzpotenzial $U(K)$ betrug im Einfahrtsbereich $-340 \text{ mV}_{\text{CSE}}$, in Galeriemitte $-140 \text{ mV}_{\text{CSE}}$. Bis zu einer Höhe von 1.0 m über OK Terrain lagen die Potenziale in der Galerieeinfahrt unterhalb von $U(K)$, was auf aktive Korrosion im unteren Wandbereich hinwies. Wie bei den Stützen waren in Galeriemitte die Potentialdifferenzen vor allem auf Feuchtigkeitsunterschiede zurückzuführen. Aktive Korrosion war kaum vorhanden.

Die Darstellung des Zusammenhangs zwischen dem Chloridgehalt auf Bewehrungsniveau und dem Korrosionspotenzial ermöglicht eine Abschätzung des kritischen Chloridgehalts (**Bild 4.3**). Tiefe Potenziale, negativer als ca. $-300 \text{ mV}_{\text{CSE}}$, die auf Korrosion hinweisen, sind erst ab Chloridgehalten von über 1.5 bis 2.0 M%/Zement und nur in der Galerieeinfahrt festzustellen. Der kritische Chloridgehalt lag demnach vor der Instandsetzung bei 1.0 bis 1.5 M%/Zement.

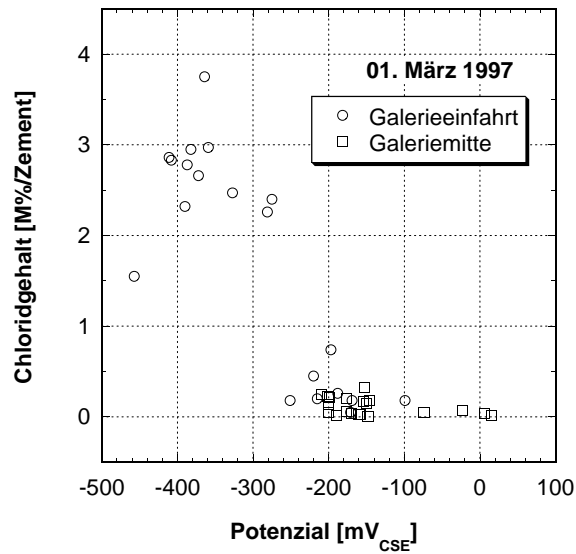


Bild 4.3: Zusammenhang zwischen dem Chloridgehalt auf Bewehrungsniveau und dem Korrosionspotential.

Die *Porosität* wurde an je zwei Bohrkernen aus der Galerieeinfahrt bzw. der -mitte bestimmt (**Tabelle 4.3**). Die Gesamtporosität ist in Galeriemitte mit 10 bis 11 Vol.% markant geringer als im Einfahrtbereich mit 14 bis 15 Vol.%. Insgesamt verschärfte damit eine schlechtere Betonqualität in Kombination mit geringen Überdeckungen die Situation im Einfahrtbereich, wo die Beanspruchung durch Spritzwasser ohnehin grösser war, noch zusätzlich.

Tabelle 4.3: Porositätskennwerte [Vol.%].

	Kapillar füllbares Porenvolumen	Gesamtporosität
Galerieeinfahrt	11.4	13.8
	11.8	15.3
Galeriemitte	8.0	10.0
	9.8	11.5

4.2 Galerie Wilerplanggen

Im Herbst 1992 wurden durch die Betonexpert AG Potenzialpunktmessungen an je drei Mittel- und Randstützen durchgeführt, zwei im Einfahrtsbereich (jeweils Stütze Nr. D und E) sowie eine in Galeriemitte (jeweils Stütze Nr. 50). Ergänzt wurden die Messungen mit der Bestimmung der Überdeckung, der Karbonatisierungstiefe und des Korrosionsgrads. Für die Bestimmung von Chloridprofilen wurden Bohrkern aus Mittel- und Aussenstützen entnommen.

Die Auswahl der fünf Mittelstützen für die Überwachung erfolgte 1997 durch die projektierenden Ingenieure. Bei den Aussenstützen wurde vor der Instandsetzung 1998 eine detaillierte Zusatzuntersuchung einzelner Stützen durchgeführt und die Versuchsstützen auf Grund dieser ergänzenden Resultate ausgewählt.

4.2.1 Zustandsuntersuchung 1992 an Mittel- und Aussenstützen

Die Potenzialmessung ergab ein unteres Grenzpotenzial $U(K)$ von ca. $-340 \text{ mV}_{\text{CSE}}$. Bei drei der vier Stützen im Einfahrtsbereich wurden bis zu einer Höhe von 1.20 m ab OK Terrain negativere Potenziale als $U(K)$ gemessen. Bei den anderen drei Stützen waren auf Grund der Potenzialmessung keine Hinweise für Korrosion festzustellen. Die Potentialdifferenzen wiesen auf Feuchtigkeitsunterschiede hin. Die Überdeckungen schwankten auf allen Seiten stark, bei den Mittelstützen zwischen 0 und 39 mm und bei den Aussenstützen zwischen 5 und 48 mm, mit Mittelwerten je Seite um 20 mm. Karbonatisierungstiefe und Korrosionsgrad wurden bei den Bewehrungsanschlüssen, die für die Potenzialmessung nötig waren, mit 3 bis 11 mm bzw. Korrosionsgrad 0 bestimmt (blank, Korrosionsgrad gemäss [57]). In **Bild 4.4** sind die Chloridprofile einer Mittelstütze in der Galerieeinfahrt und in Galeriemitte dargestellt. Sie sind typisch für alle bestimmten Profile im Einfahrtsbereich bzw. in Galeriemitte. Bei den Aussenstützen gab es fahrbahnseitig kaum Unterschiede zwischen Galerieeinfahrt und -mitte, vermutlich weil bei den Aussenstützen der Abstand zur Fahrbahn grösser ist.

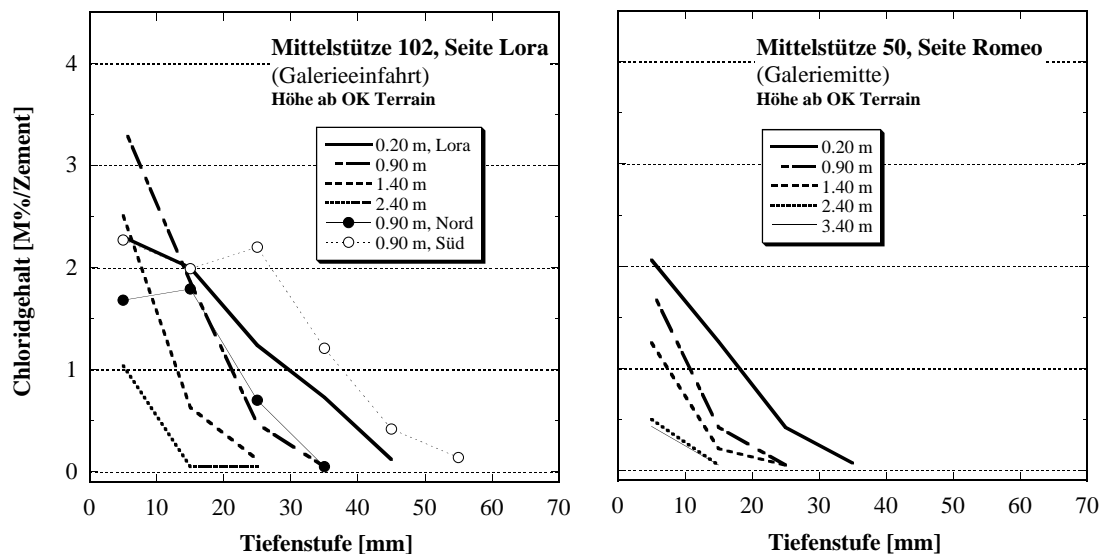


Bild 4.4: Chloridprofile zweier Mittelstützen 1992. Die Bohrkern wurden fahrbahnseitig entnommen (Romeo bzw. Lora). Bei Stütze 102 entspricht Seite Süd der Anfahrtrichtung.

4.2.2 Zusatzuntersuchung 1998 an den Aussenstützen

Um eine optimale Grundlage für die Beurteilung der Wirkung der Instandsetzungsmassnahmen zu schaffen, wurde direkt vor der Instandsetzung, März und April 1998, eine detaillierte Zustandsuntersuchung verschiedener Stützen durchgeführt. Die Resultate sämtlicher Untersuchungen und Angaben zum Messraster und zu den Entnahmestellen der Bohrkerns sind in Form von Farbplots, Tabellen und Diagrammen im **Anhang 3.1** zusammengestellt.

Stütze F wies relativ geringe Überdeckungen auf: 15 bis 20 mm auf den Seiten Nord und Süd, 22 mm auf der Seite Fahrbahn. Der Chloridgehalt auf Bewehrungsniveau lag damit auf der Seite Nord zwischen 1.7 bis 2.2 M%/Z., auf der Seite Süd zwischen 0.2 und 1.2 M%/Z. und fahrbahnseitig zwischen 0.5 bis 1.0 M%/Z. Auf der Südseite (= Wegfahrt) nimmt der Chloridgehalt ab einer Höhe von 2.0 m über OK Terrain stark ab. Anzeichen für aktive Korrosion waren auf Grund der Potenziale nur sehr lokal am Stützenfuss feststellbar. Bei dieser Stütze wurde kein Beton abgetragen.

Etwas grösser waren die Überdeckungen bei **Stütze E**: 22 bzw. 25 mm auf den Seiten Nord und Süd, 24 bis 32 mm auf der Seite Fahrbahn. Bei dieser Stütze wurden 1998 keine Bohrkerns entnommen. Ein Chloridprofil wurde jedoch 1992 bestimmt: Seite Nord, ca. 0.9 m über OK Terrain. Das Profil stimmt gut überein mit den Profilen 1998 auf derselben Höhe, an der Nordseite von Stütze F. Der Chloridgehalt auf Bewehrungsniveau würde demnach 1.5 bis 2.0 M%/Z. betragen. Anzeichen für aktive Korrosion gab es auf Grund der gemessenen Potenziale bis ca. 2 m über Terrain an den Seiten Nord und Aussen sowie am Stützenfuss Seite Süd. Die Übereinstimmung mit den Messungen 1992 war gut. Bei dieser Stütze wurde der Beton gemäss Projekt abgetragen. Der verbleibende Restchloridgehalt betrug auf der Nordseite rund 0.5 M%/Z. auf einer Höhe von 1.0 m über OK Terrain und in 50 mm Tiefe (hinterer Teil der Längsbewehrung).

Bis zu einer Höhe von ca. 2.5 m lagen die Überdeckungen der **Stütze 18** auf allen Seiten zwischen 20 und 30 mm. Hohe Chloridgehalte gab es bis rund 1.0 m über OK Terrain. Auf Bewehrungsniveau lagen sie zwischen 1.0 bis 2.0 M%/Z. auf der Seite Nord und zwischen 0.2 bis 0.5 M%/Z. auf der Seite Fahrbahn. Anzeichen für Korrosion gab es kaum oder nur sehr lokal bei dieser Stütze. Die Potenzialdifferenzen waren zu einem grossen Teil auf Feuchtigkeitsunterschiede zurückzuführen. Bei dieser Stütze wurde kein Beton abgetragen.

Auch bei den Stützen 37 und 38 lagen die Überdeckungen zum grössten Teil zwischen 15 und 25 mm. Die Chloridprofile und die Potenziale von **Stütze 37** waren sehr ähnlich wie bei Stütze 18. Bis 1.0 m betragen die Chloridgehalte in 20 mm Tiefe 1.0 bis 2.0 M%/Z. Anzeichen für Korrosion gab es in dieser Stütze kaum. Bei **Stütze 38** wurden keine Chloridprofile bestimmt. Die Potenziale wiesen klar auf aktive Korrosion am Stützenfuss auf allen Seiten hin. Diese beiden Stützen wurden nicht überwacht.

Stütze 96 wies ebenfalls relativ geringe Überdeckungen auf: 15 bis 21 mm auf den Seiten Nord und Süd, 24 bis 28 mm auf der Seite Fahrbahn und 6 bis 12 mm auf der Aussenseite. Der Chloridgehalt auf Bewehrungsniveau lag auf der Seite Nord zwischen 1.0 bis 1.5 M%/Z. und fahrbahnseitig zwischen 0.3 bis 0.7 M%/Z. Anzeichen für aktive Korrosion waren klar am Stützenfuss und an den Seiten Nord und Fahrbahn feststellbar (Potenziale). Bei dieser Stütze wurde kein Beton abgetragen.

Die an der *Stütze 100* bestimmten Überdeckungen lagen zum grössten Teil zwischen 15 und 20 mm. Chloridprofile wurden keine bestimmt, auch 1992 nicht. Auf Grund der Potentiale waren Korrosionsherde am Stützenfuss und auf der Nordseite bis ca. 1.0 m über OK Terrain zu erwarten. Bei dieser Stütze wurde der Beton gemäss Projekt abgetragen. Es ist keine Aussage zum Restchloridgehalt nach dem Betonabtrag möglich.

Unabhängig von der Aussage bezüglich Korrosion ergaben die Potenzialfelder der verschiedenen Stützen eine gute qualitative Basis für die Beurteilung der Feuchtigkeitsverteilung in den Stützen bzw. der Spritzwasserbeanspruchung in der vorliegenden Exposition. Der Zusammenhang zwischen dem Chloridgehalt auf Bewehrungsniveau und dem Korrosionspotential ist in **Bild 4.5** dargestellt. Es fällt auf, dass bei den Stützen F, 18 und 37 die Potentiale auch bei hohen Chloridgehalten von 1 bis über 2 M%/Z. sehr hoch sind (zwischen -100 bis -200 mV_{CSE}). Im Gegensatz dazu sind bei der Stütze 96 die Potentiale bereits ab Chloridgehalten von 0.5 M%/Z. negativer als -250 mV_{CSE}. Neben der aktiven Korrosion bei Stütze 96 könnte dies auch auf die tieferen Temperaturen bei den Messungen an den Stützen F, 18 und 37 zurückzuführen sein. Der kritische Chloridgehalt lag vor der Instandsetzung bei mehr als 1.0 M%/Z. Die Porosität wurde an drei Bohrkernen aus drei verschiedenen Stützen bestimmt (**Tabelle 4.4**).

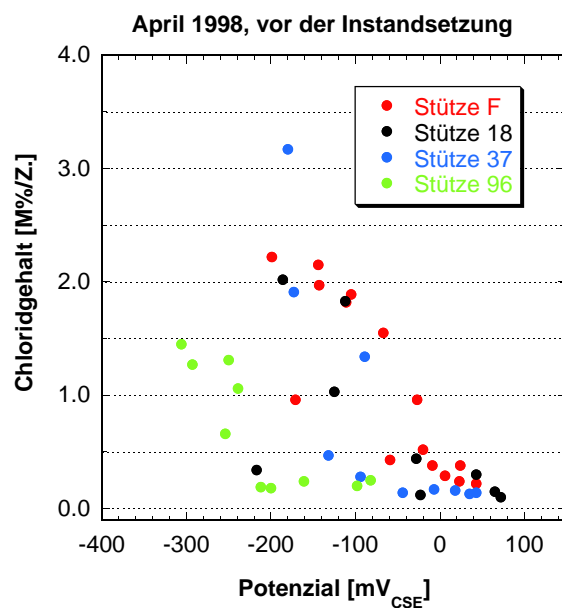


Bild 4.5: Zusammenhang zwischen dem Chloridgehalt auf Bewehrungsniveau und dem Korrosionspotential.

Tabelle 4.4: Porositätskennwerte [Vol.%].

	Kapillar füllbares Porenvolumen	Gesamtporosität
100	12.8	13.4
38	10.2	11.0
E	11.5	12.2

4.3 Zusammenfassung Ausgangszustand

Der Ausgangszustand der Versuchsstützen und -felder kann wie folgt zusammengefasst werden:

Galerie Gütli Mittelstützen

Vor der Instandsetzung war kaum Korrosion vorhanden.

Galerie Gütli Rückwand

- Einfahrt (VF 1 und 2)
 - Chloridgehalt auf Bewehrungsniveau: bis ca. 1.0 m: 2 bis > 3 M%/Zement
ab 2.0 m: 0.2 bis 0.7 M%/Zement
 - kritischer Chloridgehalt: 1 bis 1.5 M%/Zement
 - Korrosion zu erwarten bis 1.0 - 1.2 m ab OK Terrain
 - Gesamtporosität 14 bis 15 Vol.%
- Galleriemitte (VF 3 und 4)
 - Chloridgehalt auf Bewehrungsniveau: unter 0.2 bis 0.3 M%/Zement
 - kaum Korrosion zu erwarten
 - Gesamtporosität 10 bis 11 Vol.%

Galerie Wilerplanggen Mittelstützen

Keine Untersuchungsergebnisse von den Versuchsstützen verfügbar. Bis ca. 1.0 m ab OK Terrain ist in den Einfahrtbereichen lokal Korrosion zu erwarten.

Galerie Wilerplanggen Aussenstützen

Korrosionsschäden wurden jeweils vor allem von der Ecke Nord/Fahrbahn ausgehend festgestellt. Der Chlorideintrag auf der Nordseite (Anfahrtrichtung) war meist grösser als auf der Seite der Fahrbahn.

- Stütze F
 - Chloridgehalt auf Bewehrungsniveau: 2 M%/Zement (Nord)
0.5 bis 1.0 M%/Zement (Fahrbahn)
0.2 bis 1.2 M%/Zement (Süd)
 - Korrosion nur sehr lokal am Stützenfuss
- Stütze E
 - Chloridgehalt auf Bewehrungsniveau: 1.5 bis 2 M%/Zement (Nord)
 - Restchloridgehalt nach dem Betonabtrag: 0.5 M%/Zement
 - Korrosion bis ca. 2.0 m ab OK Terrain
 - Gesamtporosität: 12.2 Vol.%
- Stütze 18
 - Chloridgehalt auf Bewehrungsniveau: 1 bis 2 M%/Zement (Nordseite)
0.2 bis 0.5 M%/Zement (Fahrbahn)
 - Kaum Korrosion vorhanden
- Stütze 96
 - Chloridgehalt auf Bewehrungsniveau: 1 bis 1.5 M%/Zement (Nordseite)
0.3 bis 0.7 M%/Zement (Fahrbahn)
 - Korrosion nur lokal am Stützenfuss

- Stütze 100
Es sind keine Chloridanalysen verfügbar, der Restchloridgehalt nach dem Abtrag ist damit unbekannt.
Korrosion vor allem am Stützenfuss, bis ca. 0.5 m
Gesamtporosität: 13.4 Vol.%

Auch bei den Aussenstützen der Galerie Wilerplanggen lag damit der kritische Chloridgehalt vor der Instandsetzung bei mehr als 1 M%/Zement. Dies ist auf die im Vergleich zu beispielsweise Fahrbahnplatten trockenen Verhältnisse zurückzuführen (Oberseiten, d.h. unter Belag und allenfalls Abdichtung).

Der kritische Chloridgehalt wurde zur Beurteilung des Ist-Zustands der untersuchten Rückwand und der Mittel- und Aussenstützen mit Hilfe der Summenhäufigkeitskurven der Potenzialmessungen und des Zusammenhangs zwischen dem gemessenen Korrosionspotenzial und dem Chloridgehalt auf Bewehrungsniveau abgeschätzt. Als Kriterium für signifikante Korrosion (Kapitel 2.2) wurde die Grössenordnung des Übergangspotenzials verwendet (50 % Wahrscheinlichkeit für Korrosion).

5 Resultate der Messungen vor Ort

Sämtliche Messresultate sind in Form von Tabellen und Diagrammen in den Anhängen unter den entsprechenden Objekten und Bauteilen zusammengestellt. Die Messungen wurden zweimal jährlich durchgeführt. Die Lufttemperatur und teilweise die relative Luftfeuchtigkeit wurden ebenfalls erfasst. Wenn immer möglich wurde darauf geachtet, dass eine Messung im Sommer bei eher höheren Temperaturen und die zweite Messung bei tieferen Temperaturen erfolgte (meist Oktober/November). Die Nullmessung wurde in allen Fällen ca. ein Monat nach der entsprechenden Instandsetzung, jeweils im Juni bei 15 bis 20 °C durchgeführt.

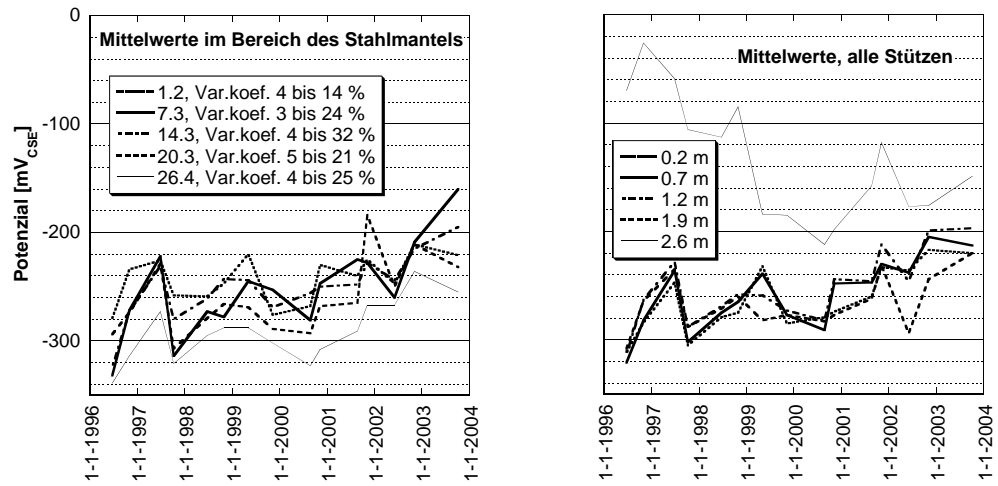
5.1 Mittel- und Aussenstützen

5.1.1 Potenzialmessungen

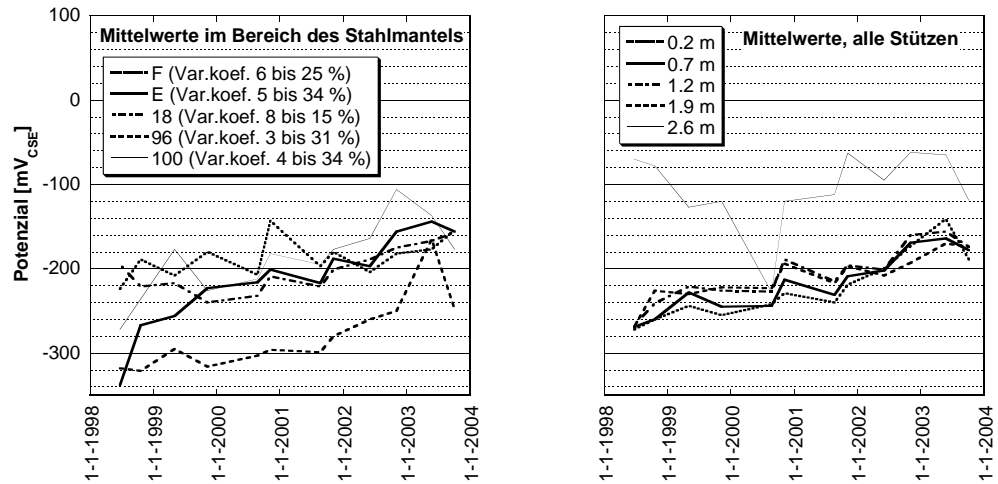
Die Daten sind in den **Anhängen 2.1** (Güetli, Mittelstützen), **3.2** (Wilerplanggen, Aussenstützen) und **4.1** (Wilerplanggen, Mittelstützen) zusammengestellt. Die Tabellen enthalten neben dem Messdatum die Lufttemperatur und einzelne relative Luftfeuchtigkeiten während den Messungen. Stützenweise wurden für jeden Messtermin die Mittelwerte der Potenziale im Bereich des Stahlmantels und über dem Stahlmantel bestimmt. Die Betrachtung der Mittelwerte im Bereich des Stahlmantels ist zulässig, weil die Verteilung der Potenziale sehr homogen ist. Eine Normalverteilung vorausgesetzt, liegen die Variationskoeffizienten normalerweise unter 15 bis 20 % (Verhältnis der Standardabweichung zum Mittelwert). Die Bestimmung dieses Kennwerts ist allerdings nur sinnvoll bei ausschliesslich positiven oder ausschliesslich negativen Werten. Die Homogenität der Potenziale im Bereich des Stahlmantels folgt auch aus den Diagrammen in **Bild 5.1** und in den Anhängen. Sie lässt darauf schliessen, dass keine grossen Feuchtigkeitsunterschiede mehr vorhanden sind. Es ist ein leichtes Ansteigen des Potenzials festzustellen. Dies folgt auch aus den Summenhäufigkeitskurven in **Bild 5.2** und in den Anhängen. Diese Entwicklung kann einerseits auf die fortschreitende Hydratation, andererseits auf die Austrocknung des Betons zurückgeführt werden.

Bei den Potenzialen über dem Stahlmantel ist weder eine klare noch eine einheitliche Tendenz zu erkennen. Sie schwanken stark. Der über dem Stahlmantel vorhandene Oberflächenschutz des Betons scheint eine isolierende Wirkung zu haben, was die Messungen erschwerte (nicht konstante Werte während den Messungen). Ob die im Vergleich zum Bereich des Stahlmantels generell positiveren Potenziale eine Folge geringerer Feuchtigkeit über dem Stahlmantel oder der isolierenden Wirkung des Oberflächenschutzes ist, ist nicht klar.

Galerie Gütli, Mittelstützen



Galerie Wilerplanggen, Aussenstützen



Galerie Wilerplanggen, Mittelstützen

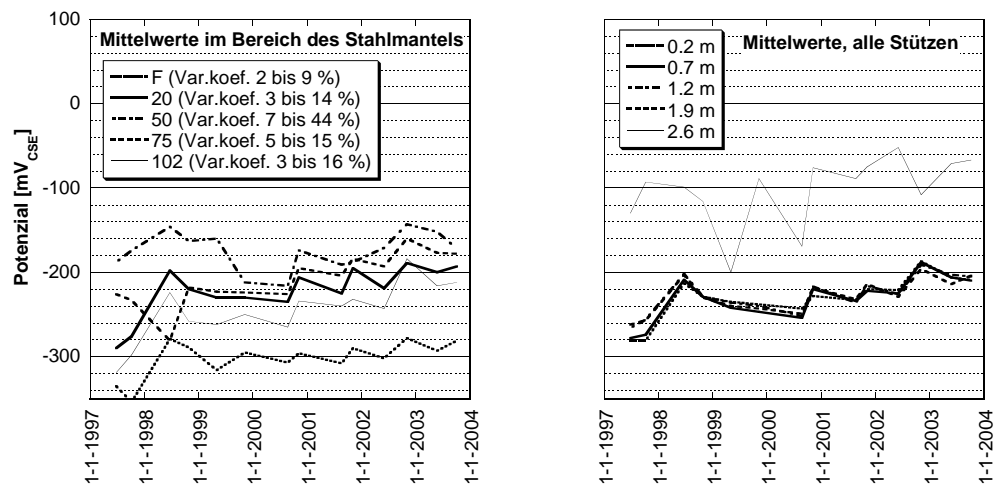
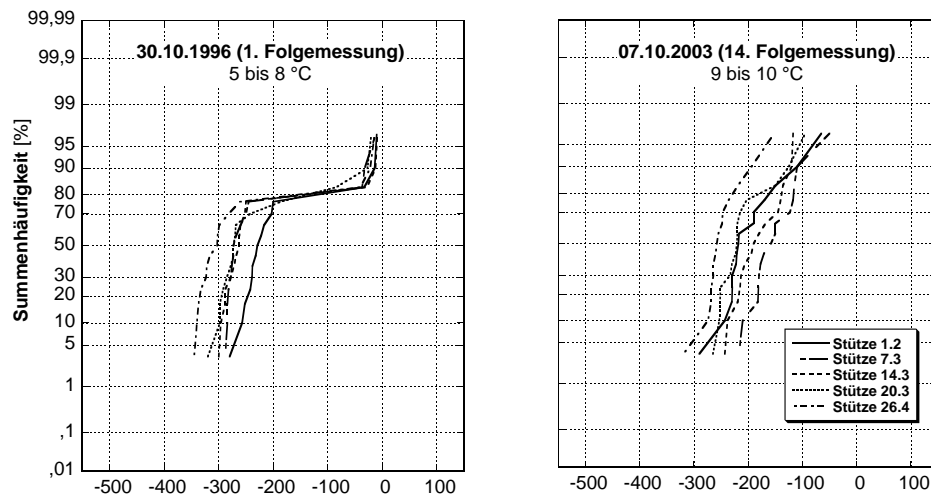
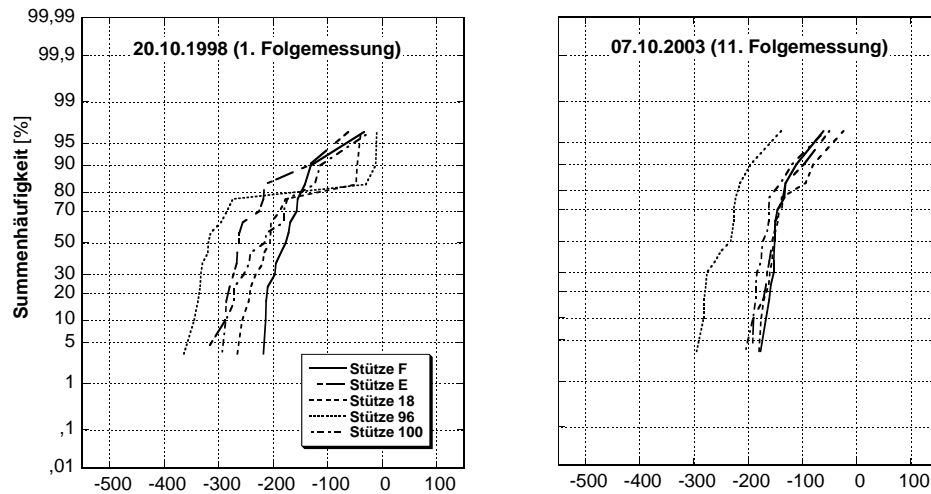


Bild 5.1: Zeitlicher Verlauf des Potentials im Bereich des Stahlmantels. Links: Mittelwert je Stütze; Rechts: Mittelwert aller Stützen je Höhe ab OK Terrain.

Galerie Gütli, Mittelstützen



Galerie Wilerplanggen, Aussenstützen



Galerie Wilerplanggen, Mittelstützen

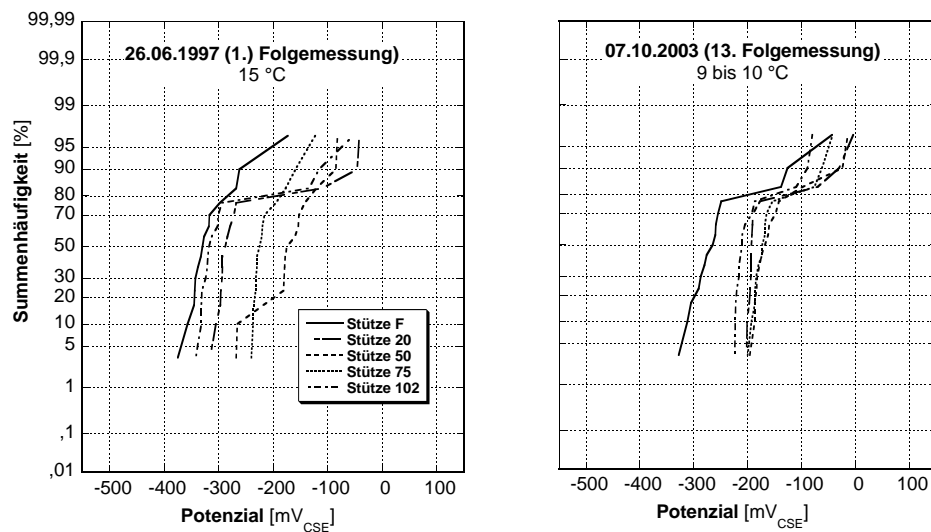


Bild 5.2: Summenhäufigkeitskurven des Potenzials der 1. Folgemessung und der letzten Folgemessung am 07. Oktober 2003.

Die Anhänge enthalten im Weiteren Diagramme mit der zeitlichen Entwicklung verschiedener Kontrollmessungen (Widerstand und Spannungsdifferenz zwischen Stahlmantel und Bewehrung).

5.1.2 Messungen des elektrischen Widerstands

Die Daten sämtlicher Messungen des elektrischen Widerstands vor Ort sind in den **Anhängen 2.2** (Güetli, Mittelstützen) und **3.3** (Wilerplanggen, Aussenstützen) zusammengestellt. In den Tabellen sind das Messdatum, die Lufttemperatur während der Messung sowie der Mittelwert der 8 Messwerte des elektrischen Widerstands je MRE für die verschiedenen Messtermine aufgeführt und in den Diagrammen sind die elektrischen Widerstände in Abhängigkeit von der Zeit aufgetragen. Die starken Schwankungen sind vor allem auf Temperaturunterschiede während den verschiedenen Messungen zurückzuführen. Der Temperatureinfluss auf den Widerstand wurde rechnerisch kompensiert **Gleichung (2.12)**. Dabei wurde der b -Wert im exponentiellen Zusammenhang zwischen dem Widerstand R und dem Kehrwert der absoluten Temperatur T mit 2000 bzw. 3000 K angenommen.

In **Bild 5.3** sind zuoberst die gemessenen elektrischen Widerstände je einer Mittel- und einer Aussenstütze (14.3 und F) und darunter die auf die Bezugstemperatur $T_0 = 20\text{ °C}$ kompensierten elektrischen Widerstände aller mit MRE ausgerüsteten Mittel- und Aussenstützen in Abhängigkeit von der Zeit dargestellt. Nach der Temperaturkompensation sind die verbleibenden Schwankungen auf Unterschiede der Betonfeuchtigkeit zurückzuführen.

Langzeituntersuchungen haben ergeben, dass der b -Wert von nassem Beton 1500 bis 2000 K, von eher trockenem Beton ca. 3000 bis 5000 K beträgt [56]. Die Temperaturkompensation wurde deshalb mit b -Werten von 2000 bzw. 3000 K durchgeführt. Die Resultate der Kompensation mit $b = 2000\text{ K}$ sind in den entsprechenden **Anhängen** zu finden. Sie unterscheiden sich nur unwesentlich von den Resultaten mit $b = 3000\text{ K}$. In allen mit MRE ausgerüsteten Stützen war Ende 2003 der elektrische Widerstand im Grenzbereich Alt-/Neubeton am kleinsten. Im Alt- bzw. im Pumpbeton war er deutlich höher. Nach einem starken Anstieg im ersten Jahr nach der Instandsetzung, der vor allem auf die Hydratation zurückzuführen war, nahmen die temperaturkompensierten elektrischen Widerstände tendenziell zu. Diese Zunahme ist zum Teil noch nicht abgeschlossen. Dies lässt darauf schliessen, dass die der Exposition entsprechende Gleichgewichtsfeuchtigkeit noch nicht erreicht worden ist.

Die elektrischen Widerstände der vier Stützen liegen in derselben Grössenordnung. Bei den beiden Stützen im südseitigen Einfahrtsbereich (Mittelstütze 26.4 und Aussenstütze 96) sind sie leicht höher. Dies könnte mit der hier möglichen Sonneneinstrahlung, den damit verbundenen, eher höheren Temperaturen und der daraus folgenden stärkeren Austrocknung erklärt werden.

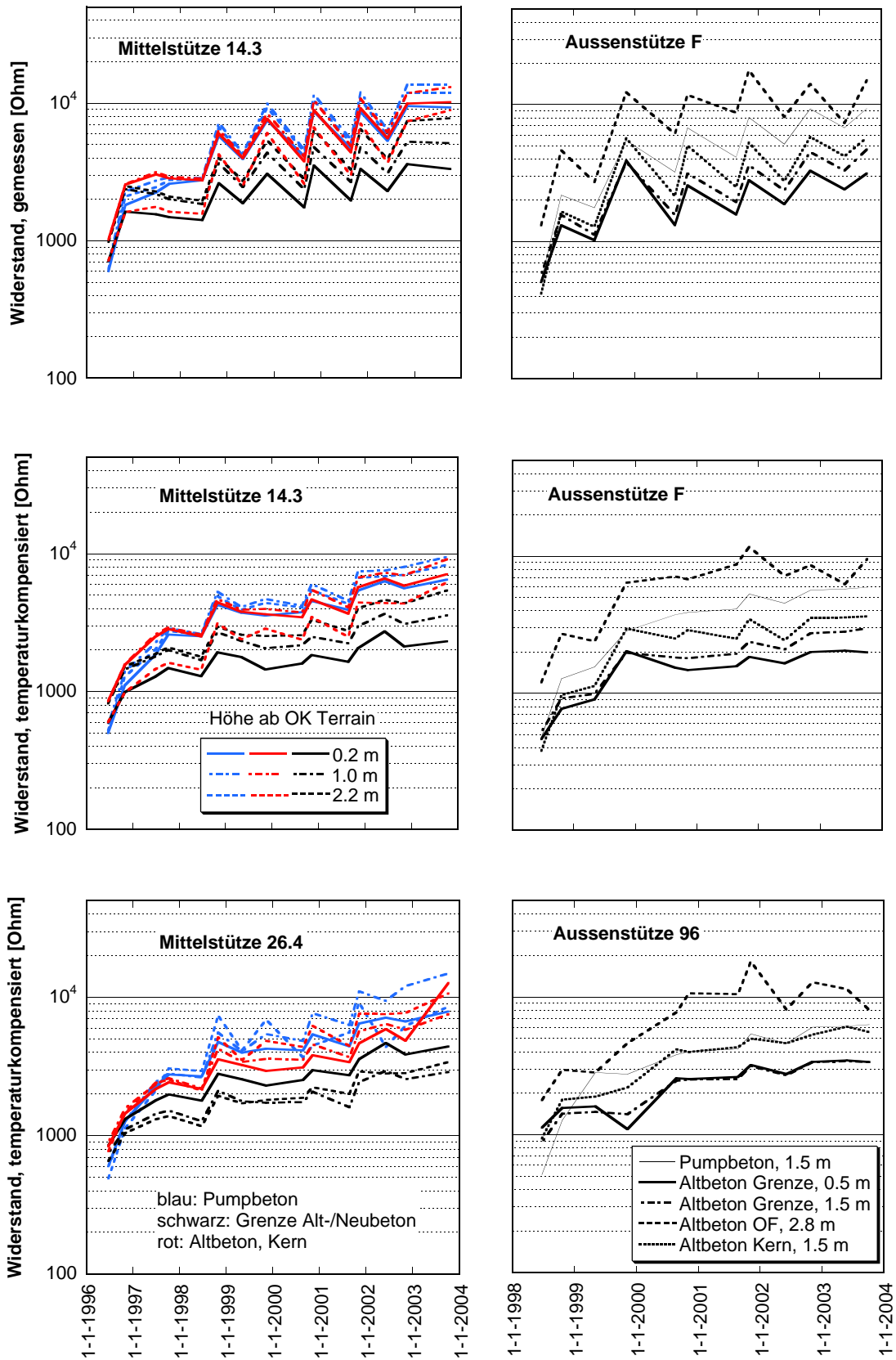


Bild 5.3: Elektrischer Widerstand in Abhängigkeit von der Zeit (Mittelwerte je MRE), gemessen (oben) und temperaturkompensiert (Bezugstemperatur $T_0 = 20\text{ °C}$; b -Wert = 3000 K).

5.2 Rückwand

Die Daten aller Folgemessungen des Potentials sind zusammen mit der Nullmessung im **Anhang 1.2** zusammengestellt. In den Farbplots sind jeweils die Messungen je Versuchsfläche für alle Messtermine dargestellt.

5.2.1 Potentialmessungen

Die je Höhe gemittelten Potentiale sind in Abhängigkeit von der Höhe ab OK Terrain je Versuchsfläche für die Nullmessung vor der Instandsetzung und für die 5. Folgemessung vom 08.10.2003 in **Bild 5.4** dargestellt. Weiter sind in **Bild 5.5** die Summenhäufigkeitskurven der beiden Versuchsflächen ohne Betonabtrag für die verschiedenen Messungen und in **Bild 5.6** die in den Summenhäufigkeitskurven bestimmten oberen und unteren Grenzpotentiale in Abhängigkeit von der Zeit dargestellt. Die Diagramme wurden jeweils für alle Messungen bzw. alle Versuchsflächen erstellt. Diese sind zusammen mit einer Tabelle mit den bestimmten Grenzpotenzialen im **Anhang 1.2** enthalten.

Mit den Instandsetzungsarbeiten wurde Wasser in den Oberflächenbereich des verbleibenden Altbetons eingetragen. In *Galeriemitte (Versuchsfelder 3 und 4)* wurden dadurch die bei der Nullmessung feststellbaren Potentialunterschiede von den unteren zu den oberen Wandbereichen ausgeglichen. Der Potentialanstieg während des ersten Jahrs ist auf die Austrocknung (Wirkung der Hydrophobierung), verstärkt durch die Wirkung der Hydratation des neuen Betons zurückzuführen. Diese Entwicklung ging, allerdings stark verlangsamt, in den folgenden Jahren vor allem in den oberen Bereichen immer noch weiter. Die Anzahl der Potentiale die über U(P) liegen, das mehr oder weniger konstant blieb, nahm deshalb zu.

In den Feldern der *Galerieeinfahrt* lagen bis zu 1.0 m über OK Terrain die Potentiale unterhalb von U(K). Im *Versuchsfeld 1* mit Betonabtrag wurde die Korrosion durch die Instandsetzungsarbeiten gestoppt und der weitere Verlauf der Potentiale ist identisch mit dem Feld 3 in der *Galeriemitte*. Im *Versuchsfeld 2* ohne Betonabtrag war direkt nach der Instandsetzung kaum eine Veränderung festzustellen. Der Potentialanstieg im ersten Jahr ist ebenfalls auf die Wirkung der Hydrophobierung und der Hydratation zurückzuführen. Weitere Potentialanstiege führten zumindest zeitweise dazu, dass das untere Grenzpotenzial kaum mehr bestimmt werden konnte (1999). Sobald die Feuchtigkeit im unteren Bereich der Rückwand wieder etwas ansteigt, werden die Grenzpotentiale aber wieder deutlich erkennbar. Das untere Grenzpotenzial stieg von $-340 \text{ mV}_{\text{CSE}}$ (1997) auf -230 bis $-240 \text{ mV}_{\text{CSE}}$ (1998, 2002 und 2003) an. Nach wie vor liegen ca. 40 bis 50 % der Messwerte darunter. Das heisst die vorhandenen Korrosionsherde wurden nicht beseitigt, was in diesem Versuchsfeld auch nicht zu erwarten war (kein Betonabtrag). Die Korrosionsgeschwindigkeit konnte aber infolge der tieferen Feuchtigkeit stark verringert werden (**Bild 2.2**).

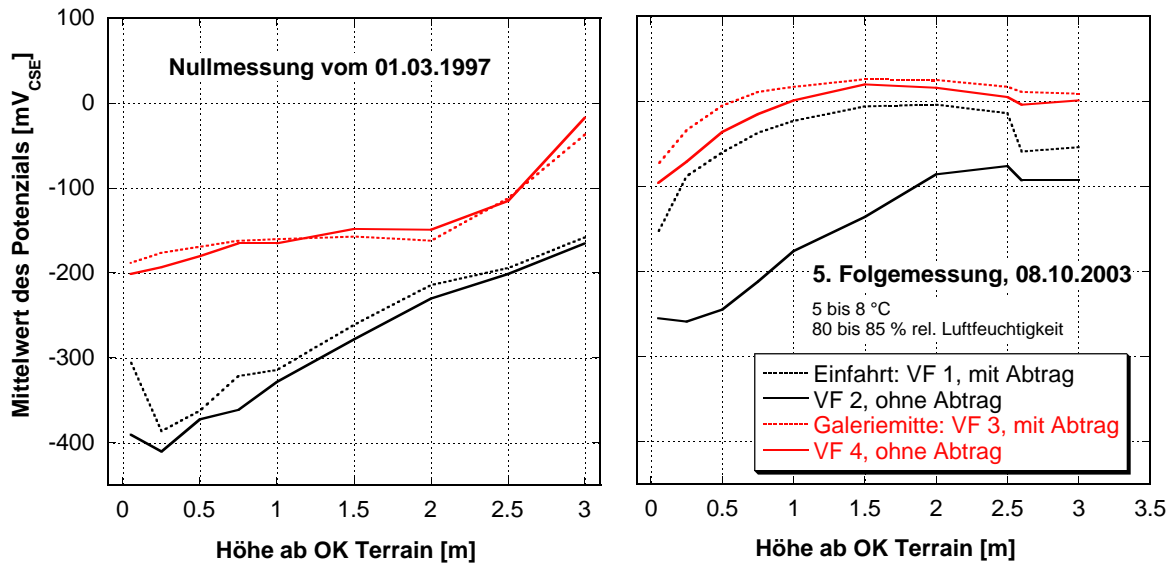


Bild 5.4: Mittelwerte des Potentials in Abhängigkeit von der Höhe ab OK Terrain.

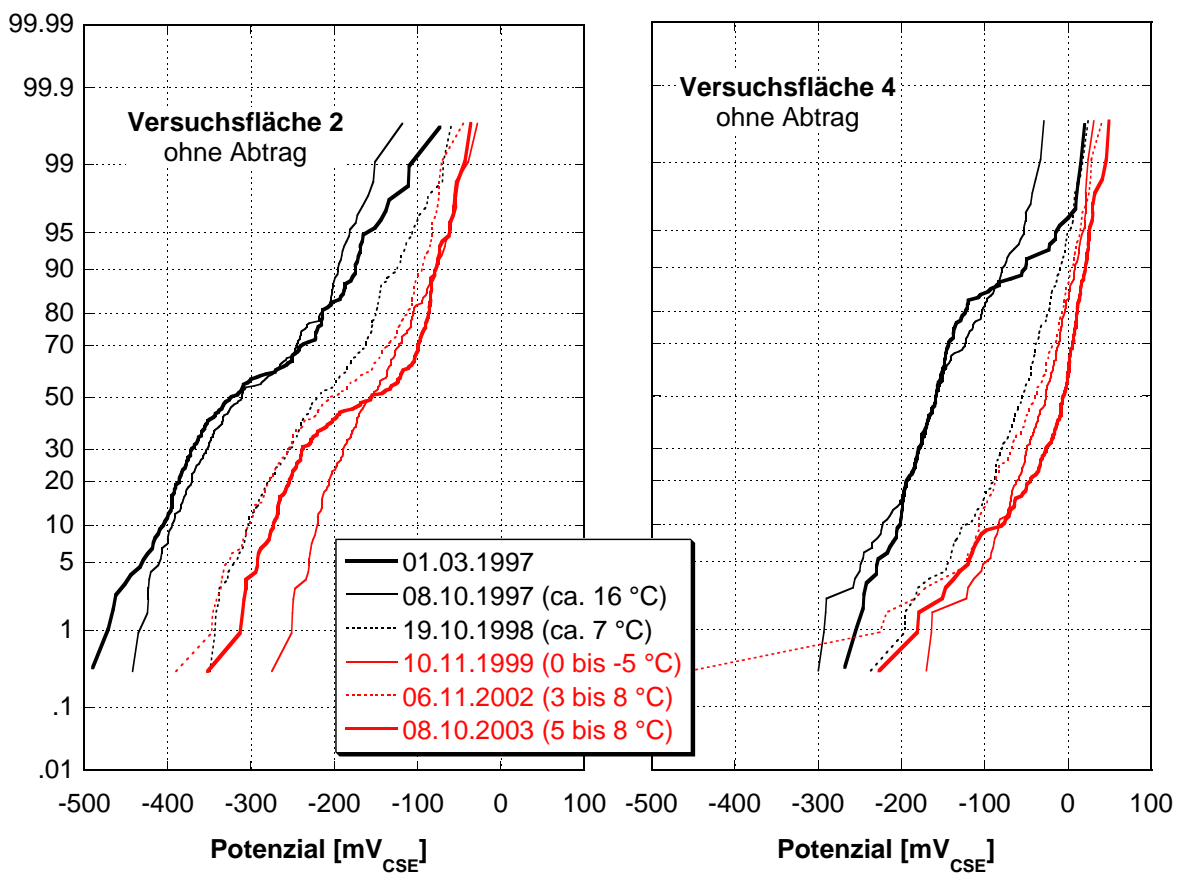


Bild 5.5: Summenhäufigkeitskurven der Versuchsfelder 2 (Galerieeinfahrt) und 4 (Galeriemitte), ohne Betonabtrag.

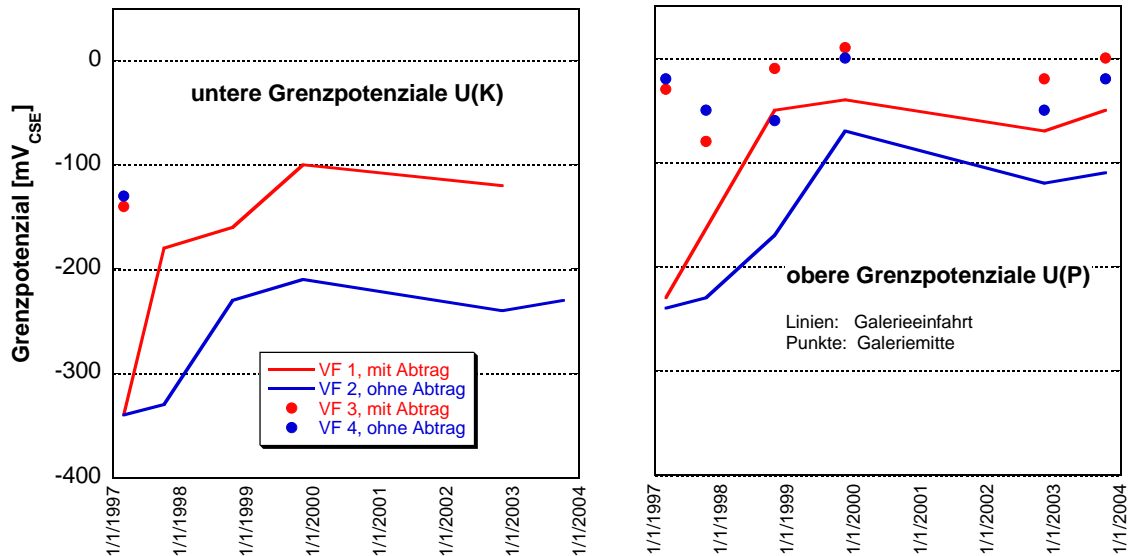


Bild 5.6: Untere und obere Grenzpotenziale $U(K)$ und $U(P)$ in Abhängigkeit von der Zeit für alle Versuchsflächen

5.2.2 Messungen des elektrischen Widerstands

Die Resultate der Widerstandsmessungen vor Ort sind im **Anhang 1.3** zusammengestellt. Die Tabelle enthält das Messdatum, die Lufttemperatur während der Messung sowie den Mittelwert der 8 Messwerte des elektrischen Widerstands je MRE für die verschiedenen Messtermine. In den Diagrammen sind die elektrischen Widerstände in Abhängigkeit von der Zeit aufgetragen. Bei der Mittelwertbildung wurden die mit dem Geohm nicht erfassbaren Messwerte $\geq 300 \text{ k}\Omega$ weggelassen. Dies war der Fall bei den MRE, die direkt in den Vorbeton einbetoniert wurden. Die Messwerte innerhalb dieser MRE schwankten mit zunehmender Hydratation und Austrocknung im Laufe der Zeit stark, dies vermutlich auf Grund von lokalen Ablösungen des Zementsteins. Weiter wiesen die MRE die oberhalb des Vorbetons in den Altbeton versetzt wurden, einen starken Gradienten von aussen nach innen auf. Dieser wurde durch die Wirkung der Hydrophobierung verursacht, die direkt an der Oberfläche zu sehr hohen Widerständen führte (**Bild 5.7**).

Die starken Schwankungen von den Sommer- zu den Wintermessungen sind vor allem auf die Temperaturunterschiede während den Messungen zurückzuführen. Wie bei den Stützen wurde der Temperatureinfluss auf den Widerstand unter der Annahme von 2000 bzw. 3000 K für den b -Wert rechnerisch kompensiert (**Kapitel 5.1.2**). In **Bild 5.8** sind links die gemessenen und rechts die auf die Bezugstemperatur $T_0 = 20 \text{ }^\circ\text{C}$ kompensierten elektrischen Widerstände der verschiedenen MRE im Versuchsfeld 2 in Abhängigkeit von der Zeit dargestellt. Nach der Temperaturkompensation können die verbleibenden Schwankungen auf Unterschiede der Betonfeuchtigkeit zurückgeführt werden. Dieselben Diagramme für die Versuchsfelder 1 und 4 sind im **Anhang 1.3** zu finden. Die Wahl des b -Werts (2000 oder 3000 K) hat auch bei der Rückwand keinen grossen Einfluss auf die Grössenordnung der temperaturkompensierten elektrischen Widerstände.

Ende 2003 waren bei allen Versuchsflächen im Kern des Altbetons und im Grenzbereich Alt-/Neubeton die tiefsten Widerstände feststellbar. Die Werte waren aber mit 1000 bis 3000 Ω , teils bis 5000 Ω , auch in diesen Bereichen sehr hoch. Im Oberflächenbereich des Altbetons oberhalb des Vorbetons und im Pumpbeton war der elektrische Widerstand deutlich

höher. Nach dem markanten Anstieg im ersten Jahr nach der Instandsetzung, der durch die Hydratation stark geprägt wurde, nahmen die temperaturkompensierten elektrischen Widerstände Ende 2003 tendenziell noch immer etwas zu, was darauf schliessen lässt, dass die der Exposition entsprechende Gleichgewichtsfeuchtigkeit noch nicht erreicht worden ist. Die sehr hohen resultierenden Werte von über 100'000 Ω in den oberflächennahen Bereichen können einerseits mit der Auswirkung der Hydrophobierung erklärt werden, andererseits aber auch mit Ablösungen infolge der zunehmenden Austrocknung.

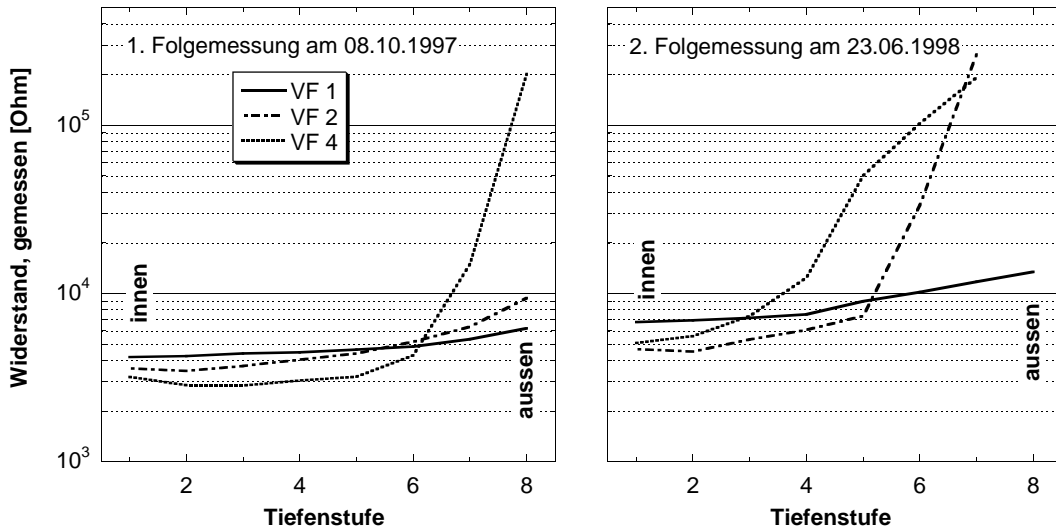


Bild 5.7: Gemessener Widerstand der MRE im Altbeton auf einer Höhe von ca. 2.70 m ab OK Terrain (oberhalb des Vorbetons), in Abhängigkeit vom Abstand von der Oberfläche.

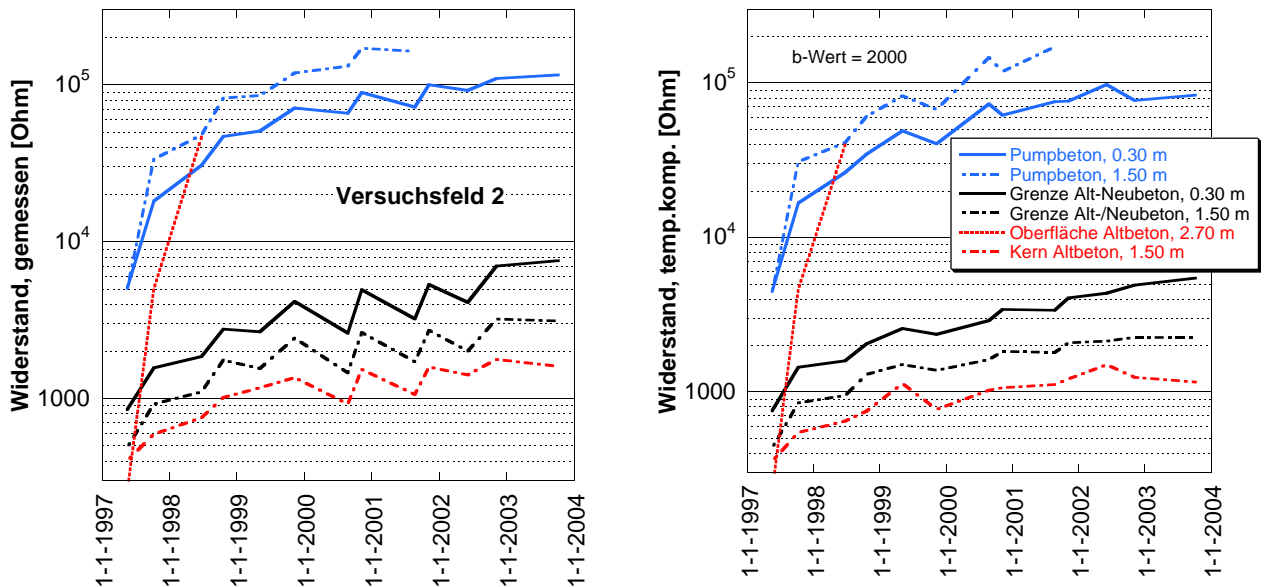


Bild 5.8: Elektrische Widerstände im Versuchsfeld 2 in Abhängigkeit von der Zeit. Links: gemessen; Rechts: Temperaturkompensiert auf die Bezugsstemperatur $T_0 = 20\text{ }^\circ\text{C}$ mit b -Wert = 2000 K.

5.2.3 Chloridanalysen

Die Resultate der Chloridanalysen sind im **Anhang 1.4** tabellarisch zusammengestellt. Weiter enthält der Anhang Diagramme der Chloridprofile im Ausgangszustand und deren Veränderungen mit der Zeit. Es zeigt sich, dass die Chloridprofile, der Serien 2 bis 4 (Mai 1997, Juni 1998, Mai 2002), die nach der Instandsetzung bestimmt wurden, sehr ähnlich sind. Die Bohrkerns dieser Serien wurden innerhalb von 30 bis 50 cm gebohrt.

Bild 5.9 enthält statistische Auswertungen für die Chloridgehalte im Mai 2002 an der hydrophobierten Oberfläche des Vorbetons (0 bis 10 mm) und in den ersten reinen Vorbeton- bzw. Altbetonschichten ab der Grenzfläche (jeweils „0 bis 10 mm“). Weiter ist der Zusammenhang zwischen dem Chloridgehalt in der ersten Vorbeton- bzw. der ersten Altbetonschicht in **Bild 5.10** dargestellt. An der hydrophobierten Oberfläche wurden fünf Jahre nach der Instandsetzung in den ersten 10 mm im Mittel 0.09 M%/Z Chlorid gefunden (Maximum 0.4 M%/Z). Der Gradient dürfte in dieser Oberflächenschicht allerdings sehr gross sein. Dies bedeutet, dass trotz der Hydrophobierung beachtliche Chloridmengen von aussen in die ersten mm der neuen Betonrandzone eingetragen worden sind. Aus den Darstellungen ist weiter deutlich zu entnehmen, dass eine Chloridwanderung aus dem Altbeton in den Neubeton stattgefunden hat. Bei einem mittleren Chloridgehalt in der ersten reinen Schicht Altbeton von 1.60 M%/Z beträgt der mittlere Chloridgehalt in der ersten reinen Neubetonschicht 0.60 M%/Z (Maximum: 1.40 M%/Z). Erwartungsgemäss ist eine Zunahme des Chloridgehalts im Neubeton mit grösser werdendem Chloriddepot im Altbeton festzustellen. Die im Altbeton verbliebenen Chloride waren vorab in den ersten 1 bis 2 Monaten nach der Instandsetzung noch sehr mobil. So wurden im Mai 1997 im neuen Pumpeton bereits bis zu 0.50 M%/Zement festgestellt. Mit der zunehmenden Hydratation und der Austrocknung wurde diese Umverteilung der Chloride stark gebremst. In den Feldern mit Betonabtrag wurden die Chloride grösstenteils entfernt. Entsprechend hat kaum mehr eine Umverteilung stattgefunden.

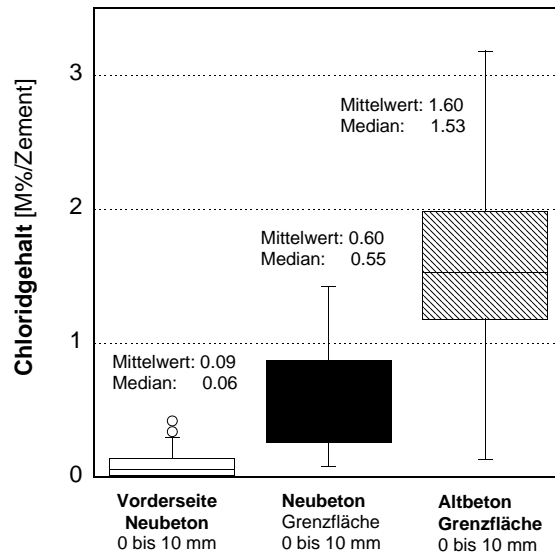


Bild 5.9: Statistische Auswertung des Chloridgehalts nach 5 Jahren an der Oberfläche des Vorbetons (32 Werte) und in der ersten Neu- bzw. Altbetonschicht ab der Grenzfläche (je 16 Werte) der Versuchsflächen 2 und 4 (ohne Betonabtrag). Den Boxplots können der Median, das obere bzw. untere Quartil, der Bereich von Normalwerten sowie vorhandene Ausreisser entnommen werden.

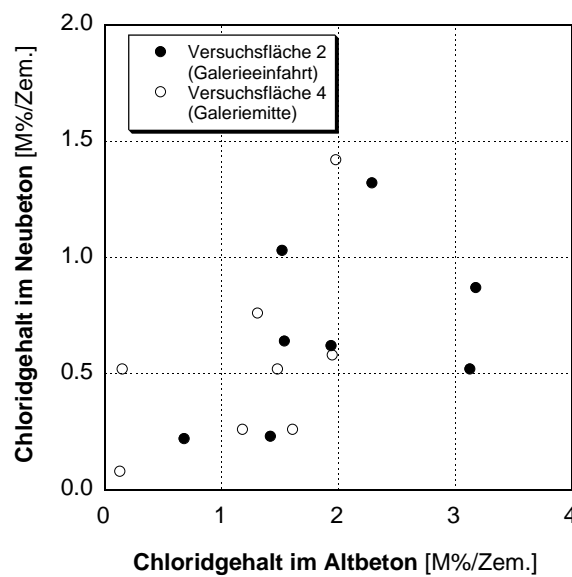


Bild 5.10: Zusammenhang zwischen dem Chloridgehalt in den ersten Schichten (je 0 bis 10 mm) des Alt- bzw. des Vorbetons ab der Grenzfläche.

6 Resultate der Messungen im Labor

Im Labor wurden an verschiedenen Bohrkernen aus dem Alt- und dem Neubeton der spezifische elektrische Widerstand über die 4-Punktmessung und der elektrische Widerstand an eingemörtelten Multiringelektroden bestimmt. Sämtliche Messresultate sind in Form von Tabellen und Diagrammen in den Anhängen unter den entsprechenden Objekten und Bauteilen zusammengestellt. Die Probekörper wurden bei kontrollierten Luftfeuchtigkeiten gelagert und die Messungen in vorgängig definierten Zeitabständen durchgeführt.

Grundsätzlich ergaben die Messungen des elektrischen Widerstands im Labor keine markanten Unterschiede zwischen dem Alt- und dem Neubeton. Der Neubeton ist tendenziell etwas dichter. Dies ist in den Diagrammen des Widerstands in Abhängigkeit von der Zeit bzw. von der Feuchtigkeit gut feststellbar. Auch sind die Streuungen im Neubeton kleiner, d.h. er ist homogener. Beides weist in Anbetracht des unterschiedlichen Alters auf eine bessere Qualität des Neubetons hin, die ja auch mit einem tieferen w/z-Wert angestrebt wurde.

6.1 Bestimmung des spezifischen elektrischen Widerstands

Die **Anhänge 1.5** (Güetli, Rückwand), **2.3** (Güetli, Mittelstützen) und **3.3** (Wilerplanggen, Aussenstützen) enthalten die verschiedenen Diagramme für alle untersuchten Bohrkernkerne. Die Messungen wurden einerseits mit einem Wechselspannungs-Widerstandsmessgerät (Geohm), andererseits mit einer externen Spannungsquelle durchgeführt. Beide Messarten ergaben praktisch dieselben Resultate. Dies folgt aus den Korrelationen, die in den Anhängen für alle geprüften Bohrkernkerne dargestellt sind. In der Folge wurden deshalb sämtliche Diagramme nur noch mit, mit dem Geohm ermittelten Werten erstellt.

Der spezifische elektrische Widerstand wurde in verschiedenen Tiefenstufen über die ganze Bohrkernlänge ermittelt. In **Bild 6.1** ist er für einen Bohrkern aus dem Altbeton der Rückwand und einen Bohrkern aus dem Neubeton der Aussenstützen für verschiedene relative Luftfeuchtigkeiten dargestellt. Die Bohrkernkerne wurden 6 bis 10 Monate bei der entsprechenden Luftfeuchtigkeit gelagert. Die Feuchtigkeit des Betons entsprach somit einigermaßen der Gleichgewichtsfeuchtigkeit. Die Resultate an den übrigen Bohrkernkerne fielen praktisch identisch aus (Diagramme in den **Anhängen**).

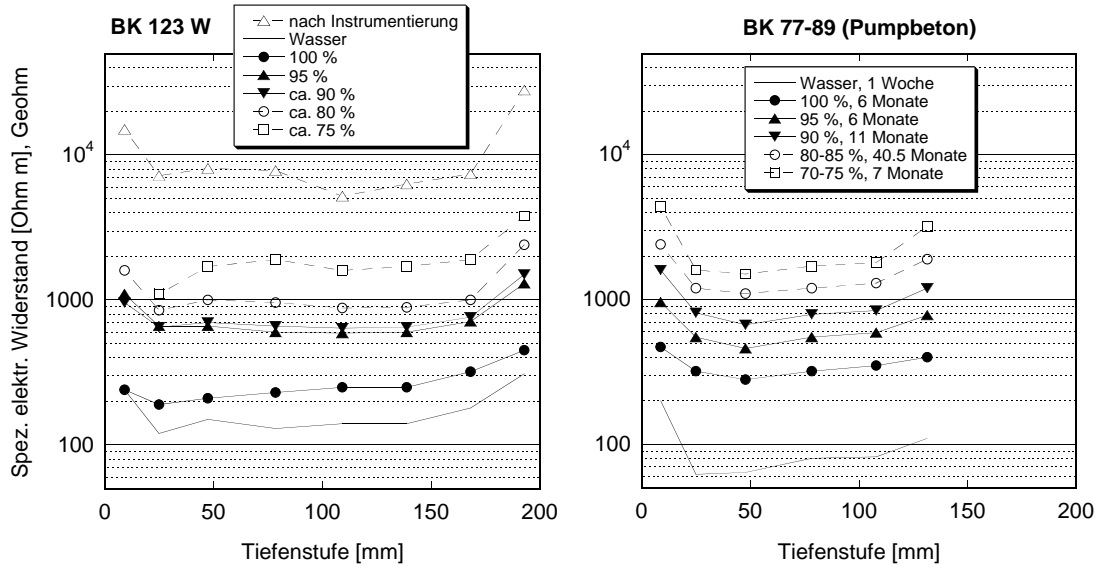


Bild 6.1: Spezifischer elektrischer Widerstand von Bohrkernen in Abhängigkeit von der Tiefenstufe und von der Feuchtigkeit (links: Altbeton der Rückwand der Galerie Gütli, rechts: Neubeton der Aussenstützen der Galerie Wilerplanggen).

Die spezifischen elektrischen Widerstände der ersten und der letzten Tiefenstufe (Bohrkernenden) fielen durchwegs höher aus als diejenigen der weiter innen liegenden Tiefenstufen (Kernbeton). An den Bohrkernenden gibt es verschiedene, auch messtechnische Einflüsse auf die Messung. Im Folgenden wurden deshalb nur noch die Mittelwerte der Kernbeton-Tiefenstufen betrachtet. Da die Variationskoeffizienten der Einzelwerte über die Bohrkernlänge relativ klein sind, ist die Betrachtung der Mittelwerte zulässig (**Tabelle 6.1**).

Die zeitliche Entwicklung des spezifischen elektrischen Widerstands des Kernbetons ist für alle Bohrkern in den Anhängen dargestellt. Die Grössenordnung ist bei allen Bohrkernen dieselbe. Der Neubeton wies tendenziell etwas höhere Widerstände auf. Dies ist auf das dichtere Gefüge zurückzuführen.

Tabelle 6.1: Variationskoeffizienten für den spezifischen elektrischen Widerstand des Kernbetons über die Bohrkernlänge, gemessen mit dem Geohm bzw. mit externer Spannungsquelle.

		Bohrkern Nr.	Geohm		Externe Spann.quelle
			min./max. Wert	Mittelwert aller Termine	Mittelwert aller Termine
Altbeton	Galerie Gütli Mittelstützen	3.A	25 bis 90	56.7	51.6
		3.B	15 bis 40	24.4	24.7
		3.C	16 bis 64	43.5	46
		2.D.1	6 bis 42	16.7	17.7
		2.D.2	4 bis 22	9.6	10.5
	Galerie Gütli Rückwand	122	11 bis 27	23.1	23.3
		123 W	7 bis 19	11.5	12.7
		156	2.5 bis 11	5.6	6.2
		158	7 bis 28	17.2	17.5
	Galerie Wilerplang- gen, Aussenstützen	E5/1	4 bis 15	12.2	13.1
		100/F5	12 bis 28	18.2	18.7
	Neubeton	Galerie Gütli Mittelstützen	X.01	4 bis 23	11.4
X.02			10 bis 23	15.1	15.5
X.03			9 bis 44	16.4	24
Galerie Wilerplang- gen, Aussenstützen		77-89	8 bis 14	9.9	14.4
		90-103	3 bis 13	7.6	19.6

6.1.1 Altbeton

Der spezifische elektrische Widerstand ist in Abhängigkeit von der Feuchtigkeit in Form von Boxplots in **Bild 6.2** dargestellt. Bei den Mittelstützen wurden insgesamt 19 Einzelwerte aus 5 Bohrkernen, bei der Rückwand 20 Einzelwerte aus 4 Bohrkernen und bei den Aussenstützen 7 Einzelwerte aus 2 Bohrkernen betrachtet. Die Box umfasst 50 % aller Messwerte, mit den Linien ist der Bereich „normaler“ Werte dargestellt und die leeren Punkte stehen für Ausreisser. Ergänzt sind die Mittelwerte (volle Punkte). Die Ausreisser werden vorwiegend durch zuviel berücksichtigte Tiefenstufen verursacht, die durch Randeffekte beeinflusst worden sind.

Bei jeder Messung des spezifischen Widerstands wurden die Bohrkern gewogen und nach dem Abschluss der Messungen wurde der Restwassergehalt im Beton bestimmt. Damit konnte die Abhängigkeit der spezifischen elektrischen Leitfähigkeit vom Wassergehalt ermittelt werden (**Bild 6.3**). Es fällt auf, dass die Leitfähigkeit ab einem Wassergehalt von etwa 4½ bis 6 Vol.% stark zunimmt. Die maximale Leitfähigkeit liegt zwischen 0.004 S/m (Rückwand, Galeriemitte) und 0.01 S/m (Aussenstützen) und wird bei einem Wassergehalt von 7 bis 10 Vol.% erreicht. Bei gleichem Wassergehalt wird die spezifische elektrische Leitfähigkeit von Beton durch die Gesamtporosität, die Verbindungen der Poren und die elektrische Leitfähigkeit des Porenwassers bestimmt. Die unterschiedlichen Zusammenhänge weisen damit qualitativ auf unterschiedliche w/z-Werte und ev. Zementgehalte der Altbetone hin. Zusatz-

stoffe, die einen grossen Einfluss auf die Leitfähigkeit des Porenwassers haben, wurden damals nicht verwendet.

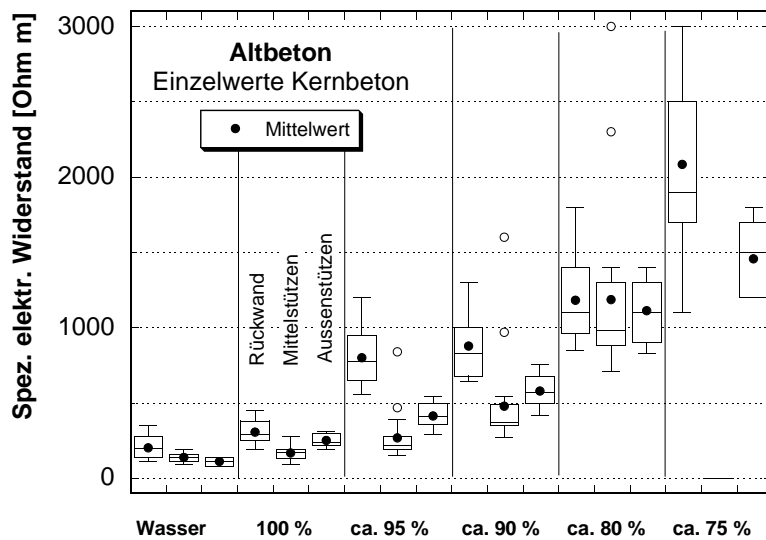


Bild 6.2: Spezifischer elektrischer Widerstand in Abhängigkeit von der Feuchtigkeit. Je Feuchtigkeitsstufe sind nebeneinander die Resultate der Rückwand, der Mittel- und der Aussenstützen dargestellt.

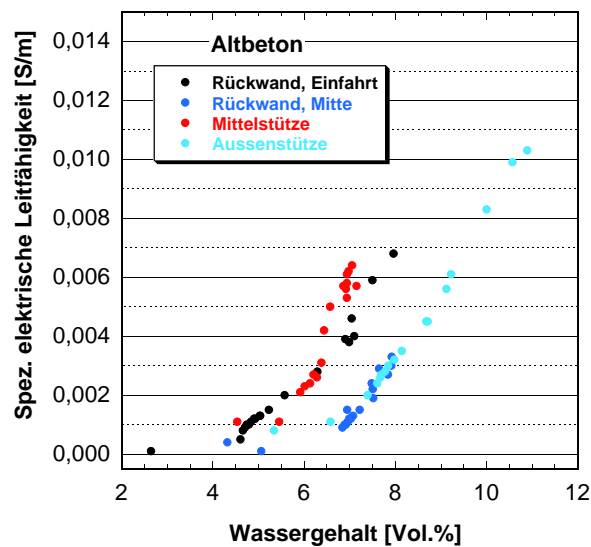


Bild 6.3: Spezifische elektrische Leitfähigkeit verschiedener Bohrkerne aus dem Altbeton in Abhängigkeit vom Wassergehalt.

6.1.2 Pumpbeton

Der spezifische elektrische Widerstand in Abhängigkeit von der Feuchtigkeit ist in **Bild 6.4** wiederum in Form von Boxplots dargestellt. Bei den Mittelstützen wurden insgesamt 17 Einzelwerte aus 3 Bohrkerne und bei den Aussenstützen 7 Einzelwerte aus 2 Bohrkerne betrachtet.

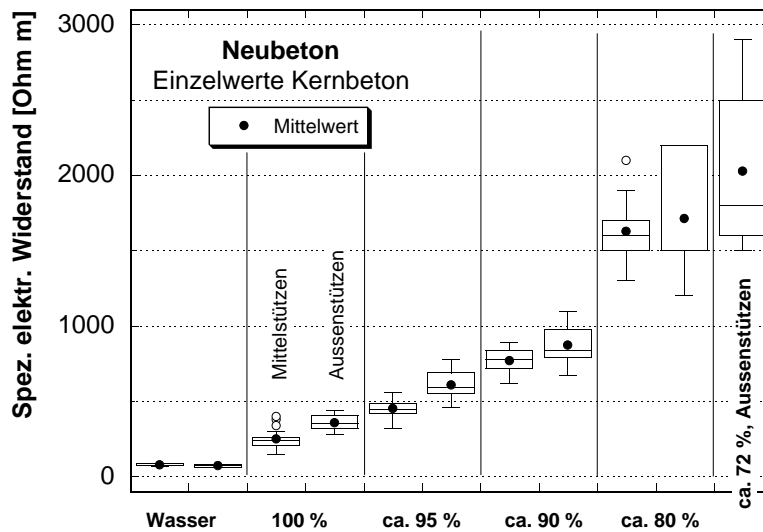


Bild 6.4: Spezifischer elektrischer Widerstand in Abhängigkeit von der Feuchtigkeit. Je Feuchtigkeitsstufe sind nebeneinander die Resultate der Mittel- und der Aussenstützen dargestellt.

Die Abhängigkeit der spezifischen elektrischen Leitfähigkeit vom Wassergehalt ist in **Bild 6.5** dargestellt. Im Gegensatz zum Altbeton nimmt die Leitfähigkeit des Neubetons erst ab einem Wassergehalt von etwa 7½ bis 9 Vol.% sehr stark zu und die maximale Leitfähigkeit liegt zwischen 0.012 bis 0.014 S/m bei einem Wassergehalt von 8 bis 9½ Vol.% (Neubeton der Aussen- bzw. Mittelstützen). Die Messungen wurden jeweils mit der Wasserlagerung begonnen und nachfolgend wurde die Lagerungsfeuchtigkeit stufenweise reduziert. Die sehr starke Abnahme der spezifischen elektrischen Leitfähigkeit ist deshalb auf die zu Beginn des Versuchs noch relativ schnelle Hydratation des Zements zurückzuführen, die das Gefüge des Neubetons laufend verdichtete und Wasser gebunden hat. Dieser Effekt war im 30-jährigen Altbeton nicht mehr feststellbar.

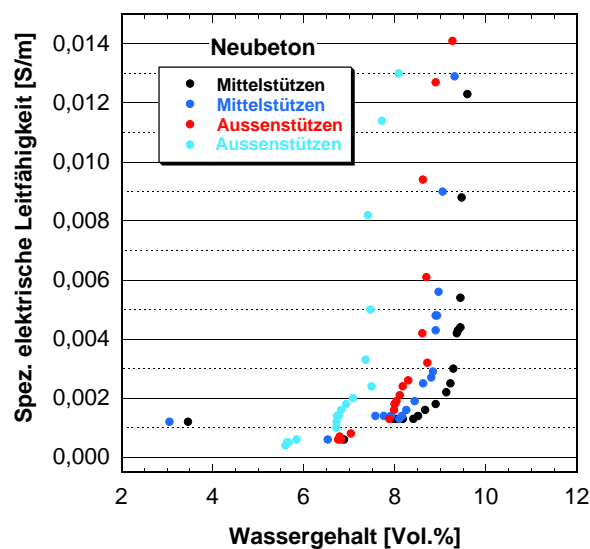


Bild 6.5: Spezifische elektrische Leitfähigkeit verschiedener Bohrkern aus dem Neubeton in Abhängigkeit vom Wassergehalt.

6.2 Messungen des elektrischen Widerstands an MRE

Die Tabellen in den **Anhängen 1.6** (Güetli, Rückwand) und **2.4** (Güetli, Mittelstützen) enthalten sämtliche Messresultate und die nachfolgenden Diagramme sind in den Anhängen für alle untersuchten Bohrkerne zusammengestellt. Die elektrischen Widerstände wurden in Stufen an den in die Bohrkerne eingemörtelten MRE gemessen. Auch diese Bohrkerne wurden mindestens 7 Monate bei den entsprechenden Feuchtigkeiten gelagert. Mit 75 bis 78.5 mm war der Durchmesser allerdings grösser als bei denjenigen, die der Bestimmung des spezifischen Widerstands dienten (Durchmesser rund 50 mm). Es ist daher möglich, dass bei den tieferen relativen Luftfeuchtigkeiten im Zentrum der Bohrkerne die Gleichgewichtsfeuchtigkeit nicht erreicht wurde.

6.2.1 Elektrischer Widerstand über die Länge der MRE

Die elektrischen Widerstände sind in den **Bildern 6.6 und 6.7** für unterschiedliche Feuchtigkeiten in Abhängigkeit von der Tiefenstufe dargestellt. Bei den Bohrkerne von den Mittelstützen waren die elektrischen Widerstände ab einem Abstand von 15 bis 20 mm von der Bohrkerneoberfläche sehr konstant über die Länge der MRE. Bei den Bohrkerne aus der Rückwand war dies weniger der Fall. Auch lagen die Widerstände bei tieferen relativen Luftfeuchtigkeiten teilweise ausserhalb des Messbereichs des Geohms ($300\text{ k}\Omega$).

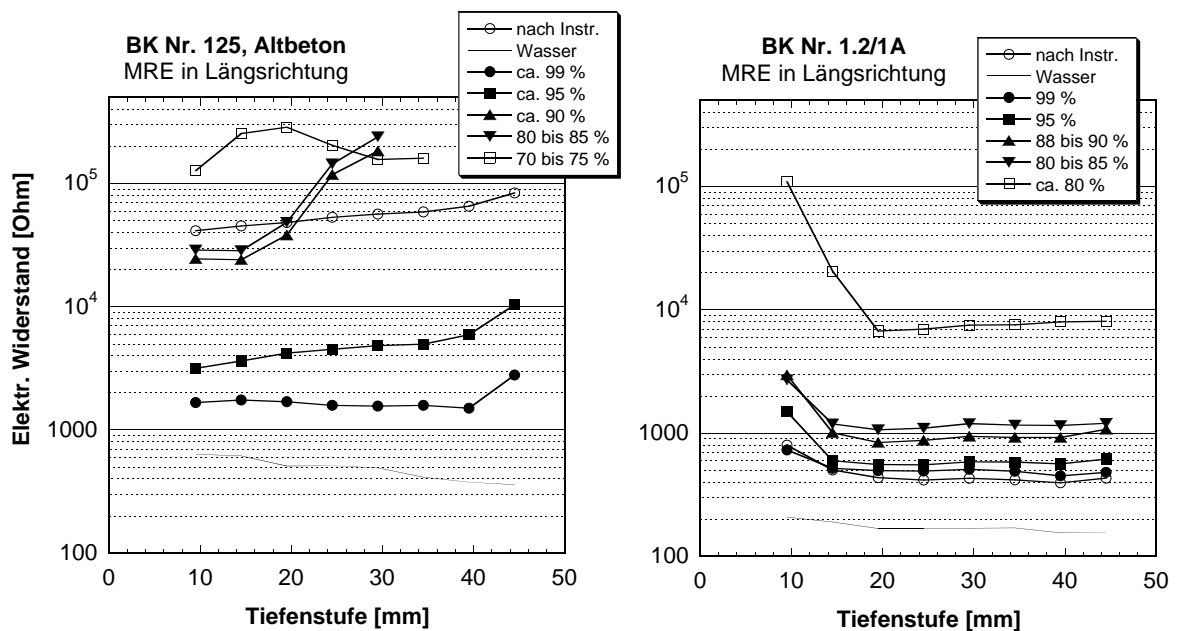


Bild 6.6: Elektrischer Widerstand, gemessen im Labor, an in Längsrichtung der Bohrkerne eingemörtelten MRE. Links: Altbeton aus der Rückwand, Rechts: Altbeton aus den Mittelstützen.

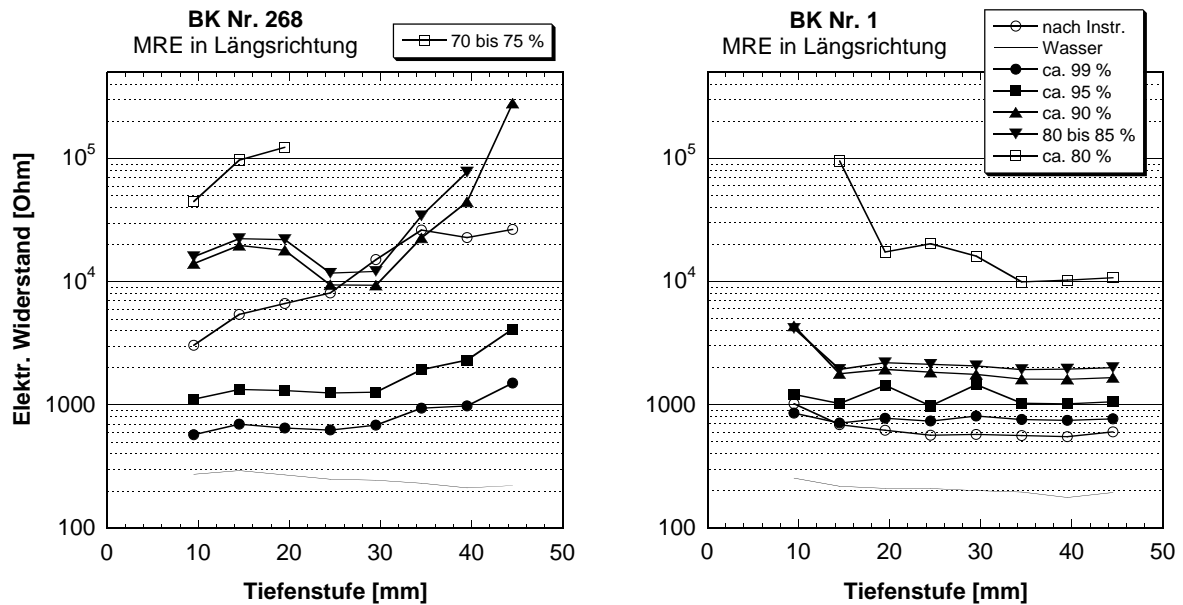


Bild 6.7: Elektrischer Widerstand, gemessen im Labor, an in Längsrichtung der Bohrkern e ingemörtelten MRE. Links: Neubeton aus der Rückwand, Rechts: Neubeton der Mittelstützen.

6.2.2 Abhängigkeit von der Feuchtigkeit und von der Zeit

Für die Betrachtung der zeitlichen Veränderung des elektrischen Widerstands und dessen Abhängigkeit von der Feuchtigkeit wurden die Mittelwerte je MRE bestimmt. Bei den Bohrkernen der Mittelstützen war dies problemlos möglich, die Variation über die Länge der MRE war klein. Die Mittelwerte wurden bei diesen Kernen im deutlich erkennbaren homogenen Bereich gebildet (**Bilder 6.6 und 6.7**). Bei den Kernen von der Rückwand wurden sie über die ganze Länge der MRE bestimmt, da kein ausgeprägter homogener Bereich festzustellen war. Die dazu gehörenden Variationskoeffizienten sind in **Tabelle 6.2** zusammengestellt. Sobald die relative Luftfeuchtigkeit unter einem kritischen Wert lag, stiegen neben den Widerständen auch die Variationskoeffizienten stark an.

In **Bild 6.8** ist die Abhängigkeit der gemessenen elektrischen Widerstände von der relativen Luftfeuchtigkeit und von der Zeit dargestellt (Mittelwerte je MRE). In diesen beiden Diagrammen ist gut sichtbar, dass primär nicht ein Unterschied zwischen Alt- und Neubeton besteht, sondern zwischen den Bohrkernen der Mittelstützen und denjenigen der Rückwand. Bei allen Bohrkernen ist ein markanter Anstieg des Widerstands festzustellen. Bei den Bohrkernen der Mittelstützen bei ca. 80 % relativer Luftfeuchtigkeit, bei den anderen bereits bei 90 bis 95 %. Dieser starke Anstieg ist ev. auf Ablösungen der MRE mit zunehmender Austrocknung zurückzuführen. Dies wäre ein Hinweis darauf, dass die MRE bei den Bohrkernen aus der Rückwand nicht mit derselben Sorgfalt eingemörtelt wurden wie diejenigen bei den Bohrkernen aus den Mittelstützen.

Tabelle 6.2: Variationskoeffizienten des elektrischen Widerstands entlang der MRE, gemessen mit dem Geohm. Die MRE wurden in der Regel in Längsrichtung des Bohrkerns eingemörtelt.

		Bohrkern Nr.	Geohm	
			Mittelwert aller Termine	min./max. Wert
Altbeton	Galerie Gütli Mittelstützen	1.2/1A	5.6	3.2 bis 8.4
	Galerie Gütli Rückwand	1.2/1A, quer	15.6	4.2 bis 46.4
Neubeton	Galerie Gütli Mittelstützen	1	9.6	4.2 bis 31.1
	Galerie Gütli, Rückwand	267 268	50.4 64.0	8.3 bis 110.7 9.5 bis 179.0

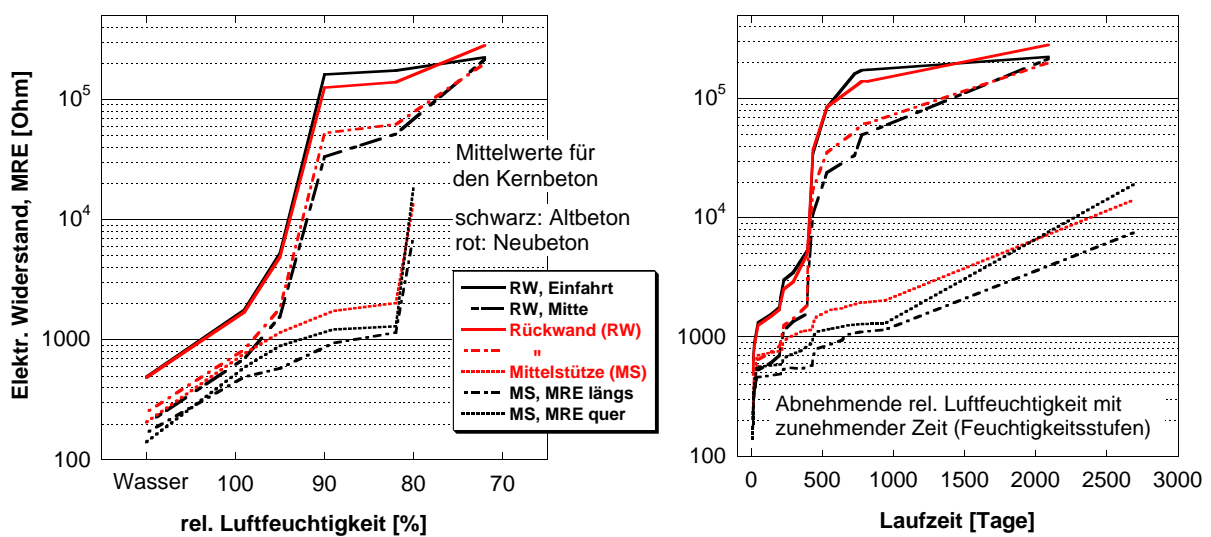


Bild 6.8: Elektrischer Widerstand in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchtigkeit (links) und von der Zeit (rechts), Mittelwerte über die MRE.

6.3 Zusammenhang zwischen dem elektrischen Widerstand an MRE und dem spezifischen elektrischen Widerstand

6.3.1 Messungen des elektrischen Widerstands an MRE in Lösungen

Die Geometrieabhängigkeit wurde in Lösungen bekannten spezifischen elektrischen Widerstands bestimmt. Die Abschätzung des spezifischen elektrischen Widerstands ρ aus den gemessenen elektrischen Widerständen erfolgt dann gemäss **Gleichung (2.13)** mit der Zellkonstanten ZK .

Bei den Messungen in den Lösungen waren die Variationskoeffizienten entlang der MRE mit 1 bis 3 % in der Regel sehr klein. Nur bei den grössten spezifischen elektrischen Widerständen der Lösung betragen sie 7.7 bis maximal 12.6 % und lagen damit in der gleichen Grössenordnung wie bei den Bohrkernen aus den Mittelstützen. Die auf diese Weise bestimmten Zellkonstanten sind in **Bild 6.9** in Abhängigkeit des spezifischen elektrischen Widerstands und der Temperatur dargestellt. Die Zellkonstante nimmt demnach bei spezifischen Widerständen über ca. 1000 Ωm zu und ist relativ stark von der Temperatur abhängig.

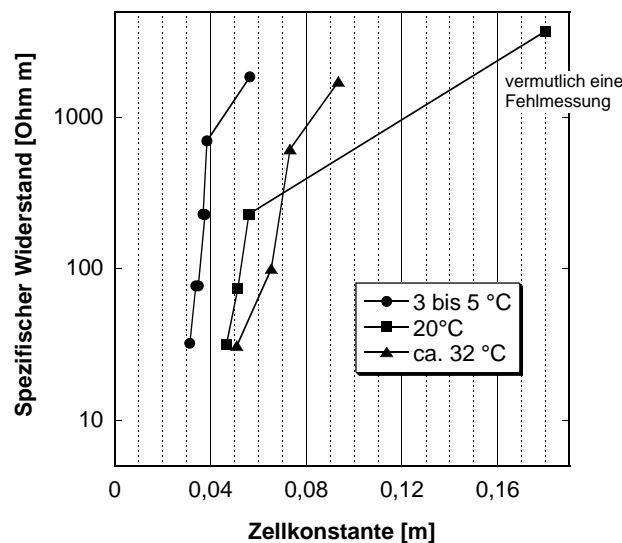


Bild 6.9: Zellkonstante der MRE, bestimmt in Lösungen mit unterschiedlichem spezifischem Widerstand und bei verschiedenen Temperaturen.

6.3.2 Messungen an den Bohrkernen

Der Geometriefaktor zwischen dem spezifischen elektrischen Widerstand und dem Widerstand, gemessen an MRE, kann auch aus den Messungen an den Bohrkernen im Labor abgeschätzt werden. In **Bild 6.10** sind die im Labor gemessenen MRE-Widerstände gegen die spezifischen elektrischen Widerstände aufgetragen. Es wurden nur Kernbetonstufen berücksichtigt und es wurden jeweils die Mittelwerte über alle Bohrkern aus dem Altbeton der Mittelstützen bzw. der Rückwand oder aus dem Neubeton bestimmt. Im Diagramm links wurden alle Messtermine berücksichtigt, rechts ist ein Ausschnitt dargestellt. Bei den tieferen Luftfeuchtigkeiten fielen die an den MRE gemessenen Widerstände durchwegs sehr hoch aus

($\geq 80\%$ bei den Mittelstützen, $\geq 90\%$ bei der Rückwand). Diese überproportionale Zunahme ist in beiden Bildern gut zu erkennen. Vermutlich haben Ablösungen des Betons von den MRE stattgefunden, die zu den hohen elektrischen Widerständen führten.

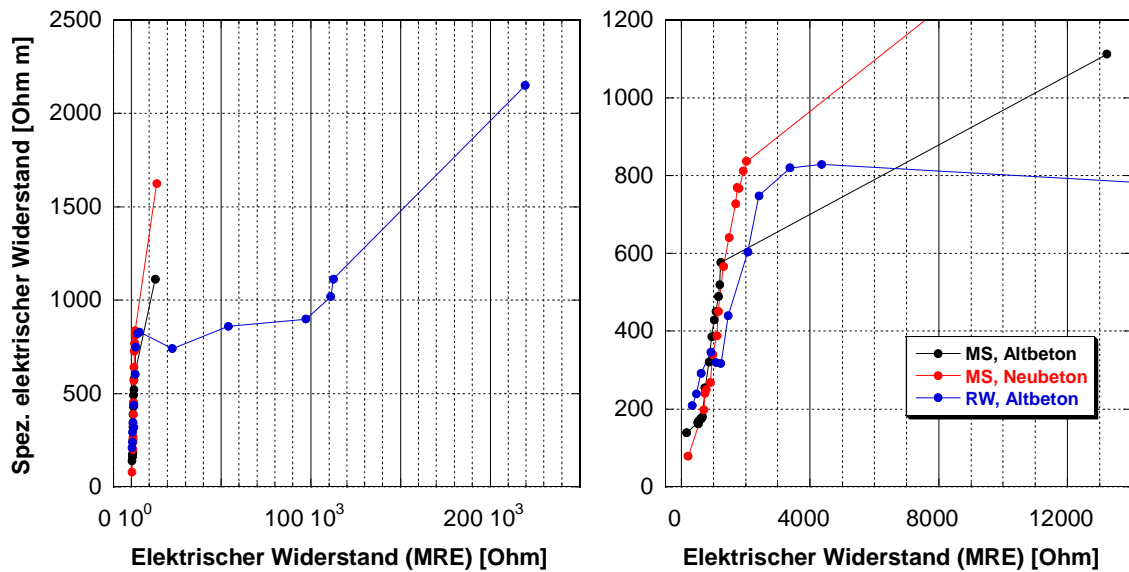


Bild 6.10: Zusammenhang zwischen dem spezifischen Widerstand und dem Widerstand, gemessen an MRE, Mittelwerte des Kernbetons aller Bohrkern aus dem Alt- bzw. Neubeton. Links: alle Messtermine, Rechts: nur die Messtermine bei hohen relativen Luftfeuchtigkeiten (≥ 80 bzw. 90%).

Zur Bestimmung der Zellkonstanten wurden deshalb nur die Messungen berücksichtigt, wo noch keine Ablösungen aufgetreten waren (**Bild 6.11**).

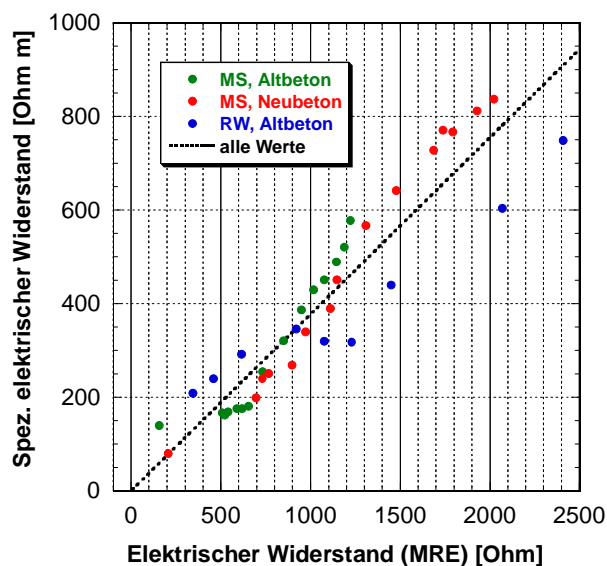


Bild 6.11: Zusammenhang zwischen dem spezifischen Widerstand und dem Widerstand, gemessen an MRE, nur Messtermine bei relativen Luftfeuchtigkeiten $> 80\%$ (Mittelstützen) bzw. 90% (Rückwand).

Die aus den verschiedenen Datenreihen bestimmten Zellkonstanten sind in **Tabelle 6.3** zusammengestellt. Der Fehler bei der Bestimmung liegt bei 3 bis 5 %.

Tabelle 6.3: Zellkonstanten ZK gemäss Gleichung (6.1).

	Zellkonstante ZK [m]	Bestimmtheitsmass R^2 der Regression
Mittelstützen, Altbeton	0.40	0.88
Mittelstützen, Neubeton	0.41	0.95
Rückwand, Altbeton	0.31	0.84
Alle Werte	0.38	0.87

Der Zusammenhang der Datenpaare ist stark mit einer sehr hohen Korrelation (Bestimmtheitsmass $R^2 \geq 0.84$). Es folgt eine Zellkonstante ZK zwischen 0.31 und 0.41. Vermutlich war der Feuchtigkeitszustand in den Bohrkernen mit MRE infolge der grösseren Durchmesser nicht immer völlig gleich wie in den Bohrkernen an denen der spezifische elektrische Widerstand gemessen wurde. Die gemessenen MRE Widerstände fielen daher eher zu tief aus, was tendenziell zu hohe Zellkonstanten ergibt.

Die im Beton bestimmte Zellkonstante der MRE ist um einen Faktor 6 bis 8 grösser als diejenige, die in den Lösungen bestimmt worden ist. Im Altbeton der Mittelstützen fällt aber auf, dass bei den Messungen bei sehr hohen Betonfeuchtigkeiten (ca. 99 % relativer Luftfeuchtigkeit oder nach der Wasserlagerung) mit etwa 0.07 viel kleinere Zellkonstanten resultieren wie bei trockeneren Verhältnissen (**Bild 6.11** sowie weitere Diagramme im **Anhang 2.4**). Das Gefüge des Betons scheint mit abnehmender Feuchtigkeit einen zunehmenden Einfluss zu haben. Nur in poröseren, praktisch gesättigten Betonen entspricht die Zellkonstante der MRE derjenigen, die in einer Lösung mit gleichem spezifischem elektrischem Widerstand bestimmt wird. Die experimentell einfache Bestimmung der Zellkonstanten von MRE in Lösungen ist somit problematisch, wenn sie für die Umrechnung von in Beton gemessenen MRE-Widerständen verwendet werden soll.

In [53] wurde die Zellkonstante von *gesättigtem Beton* mit 0.05 bis 0.1 m bestimmt. Durch die vorliegenden Untersuchungen werden diese Ergebnisse bestätigt und ergänzt (**Kapitel 2.5.2**).

Für die Abschätzung des spezifischen elektrischen Betonwiderstands vor Ort wurde die Zellkonstante ZK mit 0.35 angenommen. In **Bild 6.12** sind die auf die Bezugstemperatur $T_0 = 20$ °C kompensierten spezifischen elektrischen Widerstände der verschiedenen MRE im Versuchsfeld 2 und in der Stütze 14.3 in Abhängigkeit von der Zeit dargestellt. Die nach der Temperaturkompensation verbleibenden Schwankungen sind auf Unterschiede der Betonfeuchtigkeit zurückzuführen.

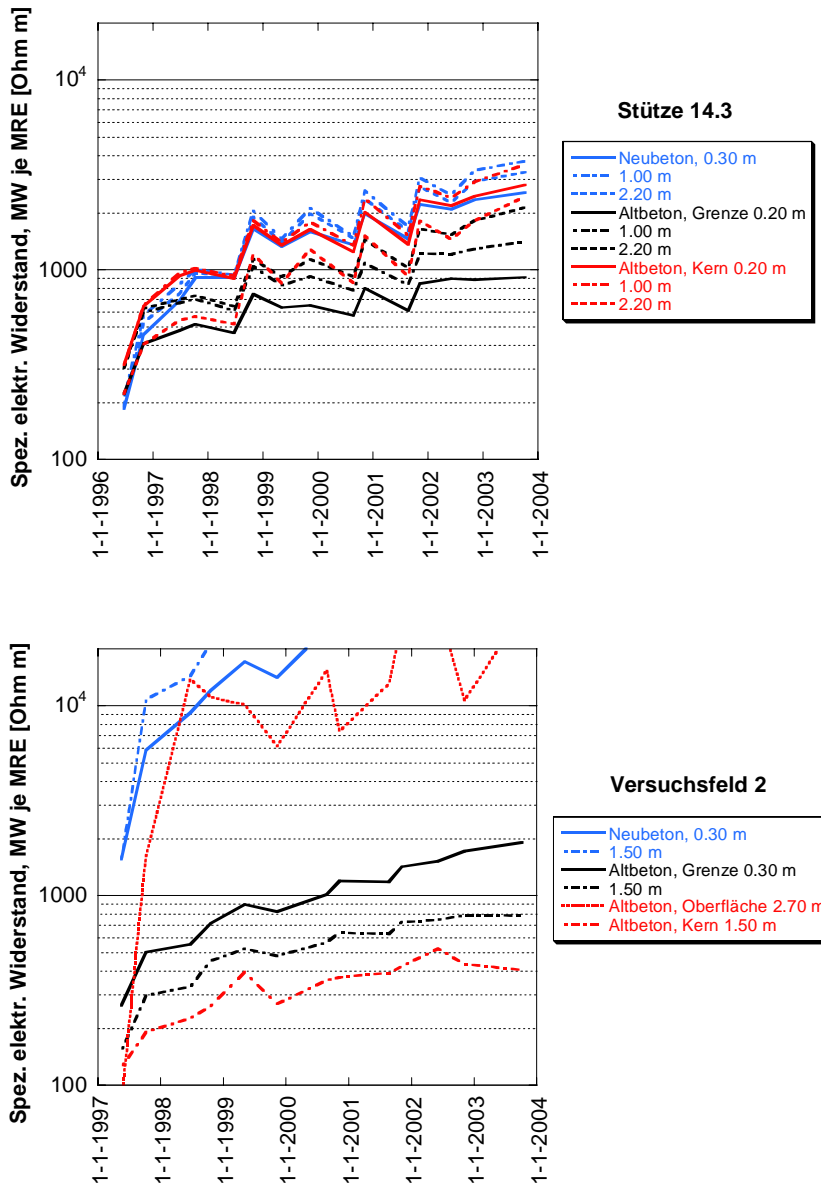


Bild 6.12: Temperaturkompensierter spezifischer elektrischer Widerstand vor Ort in Abhängigkeit von der Zeit.
(Bezugstemperatur $T_0 = 20\text{ °C}$, $b = 2000\text{ K}$; $ZK = 0.35\text{ m}$)

7 Chlorideintrag und -umverteilung

Dieses Kapitel hat die Analyse der Chloridprofile 1997 (Zustand direkt vor der Instandsetzung) aus der Rückwand der Galerie Gütli im Hinblick auf den Chlorideintrag und die -umverteilung zum Inhalt.

7.1 Modell für den Chlorideintrag

Viele Modelle für den Chlorideintrag basieren auf reinen Diffusionsvorgängen. So wird oftmals Gleichung (2.7) angewendet, um den Chlorideintrag zu beschreiben. Um die Verhältnisse bei Bauteilen die dem Spritzwasser ausgesetzt sind zu erfassen, werden für die Oberflächenkonzentration C_0 und den effektiven Diffusionskoeffizienten D_{eff} verschiedenste Ansätze verwendet.

Im Naxbergtunnel wurden umfassende Untersuchungen zum Wasserhaushalt von Beton und zum Chlorideintrag unter natürlicher Beanspruchung durch Spritzwasser durchgeführt [40]. Die Untersuchungen zeigten, dass in derartigen Expositionen grosse, tief reichende Wassereinträge ausschliesslich im Winter bei Temperaturen um den Nullpunkt und bei sehr hohen Luftfeuchtigkeiten stattfinden. Dies entspricht klimatischen Verhältnissen, unter denen die Verdunstung an der Betonoberfläche klein ist. Die kapillare Wasseraufnahme erfolgt nahezu ungebremst während derartigen, meist sehr kurzen, Zeitabschnitten. Ob eine grosse Wasseraufnahme bei gegebenen klimatischen Randbedingungen erfolgt bzw. wie gross und wie tief reichend sie schlussendlich ist, hängt im Weiteren von der Betonqualität und von den Feuchtigkeitsverhältnissen im Beton vor der Wasseraufnahme ab. Während der übrigen Zeit (ca. März bis November) trocknete der Beton im Naxbergtunnel von aussen nach innen langsam aus und allfällige Wasseraufnahmen beschränkten sich auf die äussersten Millimeter.

Die Bildung von Chloridprofilen wird geprägt durch den Wasserhaushalt des Betons. Die klimatischen Randbedingungen, die für grössere Wasseraufnahmen notwendig sind, haben ungünstiger Weise auch Streusalzeinsätze zur Folge. Der Chlorideintrag erfolgt damit per Hucklepacktransport innerhalb von sehr kurzen Zeitabschnitten über die kapillaren Wasseraufnahmen. Mit jeder kapillaren Wasseraufnahme werden Chloride eingetragen und allenfalls auch in grössere Tiefen weitertransportiert. Sie reichern sich so im Laufe eines Winters bei kleinen Wasseraufnahmen ganz an der Oberfläche, bei grossen bis in Tiefen von 10 bis 15 mm an. Während der auf den Winter folgenden Monate diffundieren die eingetragenen Chloride entsprechend den vorhandenen Konzentrationsgradienten weiter nach innen oder auch nach aussen.

Mit den in [40] gewonnenen Erkenntnissen wurde für dem Spritzwasser ausgesetzte Bauteile ein neues Modell für die Bildung von Chloridprofilen vorgeschlagen (**Bild 7.1**):

- Teils grosse Wasseraufnahmen innerhalb von kurzer Zeit während der Wintermonate (Dezember bis Februar) führen zum Chlorideintrag und zur Chloridumverteilung durch Kapillartransport (Huckepack).
- Es resultieren hohe Chloridgehalte in den oberflächennahen Schichten und grosse Gradienten. Sie bilden die Anfangsbedingung für die Umverteilung durch Diffusion während der Austrocknungsphase: C_K und h
- Für das Profil eines bestimmten Zeitpunkts werden die Beiträge verschiedener Winter addiert.

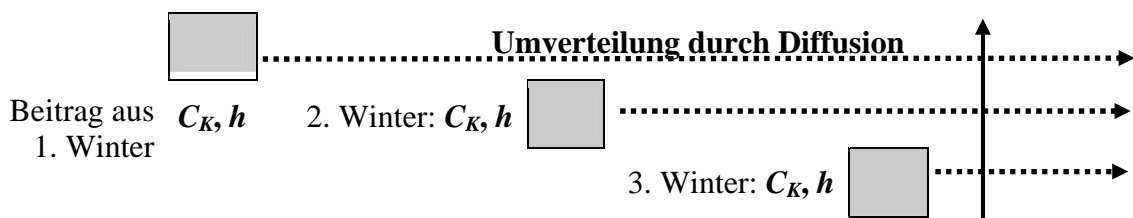


Bild 7.1: Modell für den Aufbau von Chloridprofilen unter wechselnder Spritzwasserbeanspruchung.

Um dem beschränkten Chloridangebot für die Umverteilung Rechnung zu tragen, muss die Anfangsbedingung zur Lösung der Differenzialgleichung für die Diffusion (2. Fick'sches Gesetz) angepasst werden und es resultiert Lösung (7.1):

$$\text{Anfangsbedingung: } \begin{array}{ll} c = C_K & \text{für } 0 < x < h \quad \text{und} \\ c = 0 & \text{für } x > h \quad \text{Zeitpunkt } t = 0 \end{array}$$

$$c(x,t) = \frac{1}{2} C_K \left[\operatorname{erf} \frac{h-x}{2\sqrt{D_{\text{eff}} t}} + \operatorname{erf} \frac{h+x}{2\sqrt{D_{\text{eff}} t}} \right] \quad (7.1)$$

- mit $c(x,t)$ Chloridkonzentration in Tiefe x zur Zeit t [M%/Zement]
 C_K Chlorideintrag aus dem Kapillartransport [M%/Zement]
 h Tiefe des Chlorideintrags aus der Winterphase [m]
 D_{eff} Diffusionskoeffizient [m^2/s]
 x Abstand von der Oberfläche [m]
 t Zeit [s]

In diesem Modell ist die Annahme für den jährlichen Eintrag per Kapillartransport, d.h. von C_K und h zentral. In [40] wurde er über den vor Ort erfassten Wasserhaushalt während drei Jahren abgeschätzt. Die Berechnung der Umverteilung durch Diffusion kann unter Berücksichtigung verschiedener Einflüsse auf den Diffusionskoeffizienten erfolgen.

Die Exposition der Rückwand der Galerie Gütli ist praktisch dieselbe wie bei den Versuchen im Naxbergtunnel. Nachfolgend werden die Chloridprofile aus der Rückwand bezüglich dem jährlichen bzw. dem gesamten Chlorideintrag und dem effektiven Diffusionskoeffizienten nach 26 Jahren Beanspruchung analysiert.

7.2 Gesamter und jährlicher Chlorideintrag

Je Höhe ab OK Terrain waren für die Galeriemitte und die -einfahrt jeweils vier Profile vorhanden. Aus den bestimmten Chloridprofilen wurde der gesamte Chloridgehalt nach 26 Jahren pro m² berechnet und in **Bild 7.2** in Form von Boxplots dargestellt. Es fällt auf, dass im Einfahrtsbereich der Chlorideintrag bis ca. 1.0 m ab OK Terrain praktisch unabhängig von der Höhe ist. Im Mittel beträgt der jährliche Eintrag hier 19.3 g/m² (**Tabelle 7.1**). Eine starke Abnahme ist erst bei 2.0 m festzustellen (8.3 g/m² bzw. 4.4 g/m² in 3.0 m Höhe). In Galeriemitte nimmt der gesamte Chlorideintrag von unten nach oben ab. Der jährliche Eintrag beträgt 9.4 g/m² (0.25 m) bis 2.8 g/m² (3.0 m).

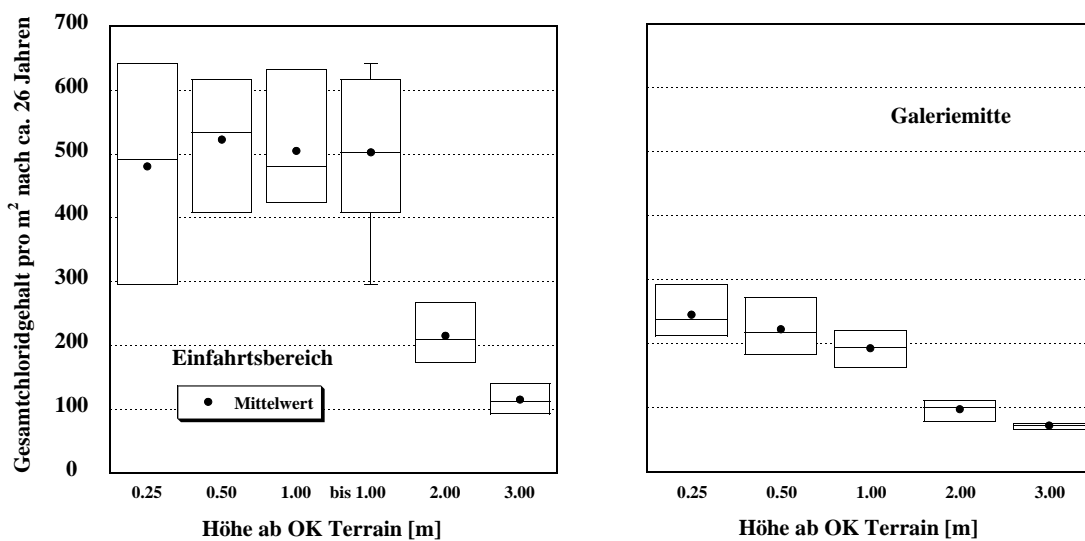


Bild 7.2: Gesamtchloridgehalt nach 26 Jahren [g/m²]. Es wurden vier Profile je Höhe ausgewertet.

Tabelle 7.1: Mittlerer jährlicher Chlorideintrag [g/m²], bestimmt unter der Annahme, dass er über all die Jahre konstant geblieben ist.

	Höhe ab OK Terrain [m]	Mittelwert	Stand.abw.	Var.koeff.	Minimum	Maximum
Einfahrt	0.25	18.5	6.2	33.1	11.4	24.7
	0.50	20.1	3.9	19.2	15.7	23.7
	1.00	19.4	3.8	19.7	16.3	24.3
	bis 1.00	19.3	4.4	22.7		
	2.00	8.3	1.7	20.5	6.7	10.3
	3.00	4.4	0.8	17.7	3.6	5.4
Galeriemitte	0.25	9.4	1.5	15.7	8.2	11.3
	0.50	8.6	1.7	19.7	7.1	10.5
	1.00	7.4	1.1	14.5	6.3	8.5
	bis 1.00	8.5	1.6	18.4		
	2.00	3.7	0.5	13.9	3.0	4.2
	3.00	2.8	0.2	5.8	2.6	2.9

Im Versuchsstand im Einfahrtbereich des Naxbergtunnels werden seit dem November 2000 fünf verschiedene Betone untersucht [40, 56]. Neben dem Referenzbeton mit einem w/z-Wert von 0.50 sind es drei Betone mit Zusatzstoffen und w/B-Wert 0.50 sowie ein Beton mit w/z-Wert 0.35. Bisher wurden jeweils im Frühjahr vier Serien Bohrkern aus der untersten (ca. 0.2 bis 0.4 m über OK Terrain) bzw. dritten (ca. 1.4 bis 1.6 m über OK Terrain) Platte entnommen und analysiert. In **Tabelle 7.2** sind die Chlorideinträge in den ersten fünf Jahren zusammengestellt. Der Vergleich mit den Einträgen der Galerie Gütli ergibt Folgendes (Einfahrtbereich):

- Bis 1.0 m ab OK Terrain war der Eintrag im Naxberg in den ersten fünf Wintern im Mittel rund 1.5 bis 2.5 Mal so gross wie in der Galerie Gütli im Mittel über 26 Jahre.
- Auch in 1.5 m Höhe war der Eintrag im Naxberg rund doppelt so gross wie in der Galerie Gütli.
- Ausnahmen sind die Betone mit w/z 0.35 bzw. mit Hüttensand, wo die Einträge kleiner bzw. grösser waren.

Tabelle 7.2: Jährliche Chlorideinträge im Naxbergtunnel [g/m^2], bestimmt während den ersten fünf Jahren nach dem Einbau der Versuchsplatten mittels Analyse von Bohrkernen (MS: Silikastaub, FA: Flugasche, HS: Hüttensand).

	Höhe ab OK Terrain [m]	Mittelwert	Stand-abw.	Var.-koeff.	Minimum	Maximum
ca. 0.30 m ab OK Terrain	w/z = 0.50	52.5	21.6	41.1	20.7	81.6
	w/z = 0.35	17.0	16.9	99.4	0	29.0
	w/B = 0.50, 7 % MS	29.6	13.9	47.0	8.7	47.7
	w/B = 0.50, 15 % FA	37.3	23.9	64.1	4.2	66.5
	w/B = 0.50, 20 % HS	80	24.0	30.0	63.1	97.0
ca. 1.50 m ab OK Terrain	w/z = 0.50	26.9	6.1	22.7	17.6	33.9
	w/z = 0.35	13.7	5.1	37.2	4.7	12.3
	w/B = 0.50, 7 % MS	26.3	12.9	49.0	10.2	46.3
	w/B = 0.50, 15 % FA	26.8	8.6	32.1	18.5	39.1
	w/B = 0.50, 20 % HS	32.4	9.7	29.9	20.7	45.9

Die Einträge im Naxberg liegen in der gleichen Grössenordnung wie der Chlorideintrag, der im Rahmen eines europäischen Projekts nach einem Winter bestimmt wurde (35 bis $60 \text{ g}/\text{m}^2$). Die Exposition und die Zusammensetzung der Versuchskörper waren vergleichbar, aber nicht identisch.

Aus diesem Vergleich kann geschlossen werden, dass die Inputgrössen C_K und h für die Berechnungen von Chloridprofilen über die Zeit nicht konstant sind. Der jährliche Chlorideintrag nimmt infolge der höheren Feuchtigkeit von chloridhaltigem Beton und der zunehmenden Dichtigkeit des Gefüges mit der Zeit ab. Auf Grund der vorliegenden Daten kann versucht werden, C_K und h für Berechnungen abzuschätzen. Es fehlen aber Daten über die Grössenordnung des Chlorideintrags von altem Beton. Damit könnte die Veränderung des Eintrags mit der Zeit besser abgeschätzt werden. Untersuchungen zur Ermittlung des Wasserhaushalts und vor allem des jährlichen Chlorideintrags in „alten“ Beton vor Ort wären deshalb wertvoll.

7.3 Effektiver Diffusionskoeffizient

Aus den Chloridprofilen des Ausgangszustands wurden der effektive Diffusionskoeffizient D_{eff} sowie die theoretische Oberflächenkonzentration C_0 bestimmt. Dazu wurde die Lösung (2.7) zu Grunde gelegt und die Methode der kleinsten Fehlerquadrate angewendet. Bei der Rückrechnung wurden nur die Tiefenstufen der Profile berücksichtigt, die im durch Diffusion geprägten inneren Bereich lagen. Die ermittelten Werte sind in **Bild 7.3** in Form eines Boxplots dargestellt. Derart ermittelte effektive Diffusionskoeffizienten sind abhängig von der Betonqualität, der Exposition und dem Zeitpunkt der Bestimmung. Im Bild ist die Abhängigkeit von der Exposition ersichtlich: Infolge der kleineren Feuchtigkeit in Galeriemitte ist der effektive Diffusionskoeffizient kleiner als im Einfahrtsbereich. Auch ist eine tendenzielle Abnahme der einzelnen Diffusionskoeffizienten von unten nach oben auszumachen.

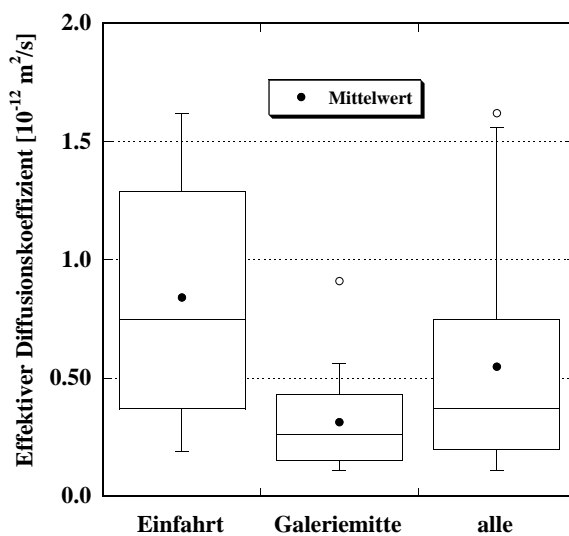


Bild 7.3: Effektive Diffusionskoeffizienten vor der Instandsetzung, bestimmt aus je 20 Chloridprofilen.

Zum Vergleich sind die im Rahmen der Untersuchungen im Naxberg bestimmten effektiven Diffusionskoeffizienten in **Tabelle 7.3** zusammengestellt [40]. Die Koeffizienten wurden aus den Profilen nach 1.5, 2.5, 3.5 und 4.5 Jahren berechnet. In der Tabelle werden der minimale und der maximale Wert angegeben und ergänzt wurden noch die im Labor an einjährigen Proben bestimmten Chloridmigrationskoeffizienten. In der Regel nahm der Koeffizient mit zunehmender Zeit und mit zunehmender Höhe ab OK Terrain (abnehmende Feuchtigkeit) ab.

Es ist feststellbar, dass die im Naxberg bestimmten Diffusionskoeffizienten rund 5 bis 10 Mal so gross sind wie die aus den 26-jährigen Profilen der Galerie Gütli bestimmten Werte. Sie betragen aber alle nur rund 20 bis 30 % der im Labor an einjährigen Bohrkernen bestimmten Chloridmigrationskoeffizienten. Diese werden an gesättigten Bohrkernen bestimmt und ergeben für die Berechnung von Chloridprofilen in derartigen Expositionen normalerweise zu konservative Werte. Insbesondere wenn sie bereits nach 28 Tagen bestimmt werden.

Tabelle 7.3: Effektive Diffusionskoeffizienten im Naxbergtunnel, Minimum bzw. Maximum von vier Werten sowie der im Labor bestimmte Chloridmigrationskoeffizient nach 1 Jahr (MS: Silikastaub, FA: Flugasche, HS: Hüttensand).

	Effektiver Diffusionskoeffizient [$10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$]				Migrationskoeffizient nach 1 Jahr [$10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$]
	0.2 bis 0.4 m über OK Terrain		1.4 bis 1.6 m über OK Terrain		
	Minimum	Maximum	Minimum	Maximum	
w/z = 0.50	3.2	8.0	2.7	3.3	10.5
w/z = 0.35	0.26	1.8	---	0.91	6.25
w/B = 0.50, 7 % MS	1.1	4.0	0.91	1.4	4.8
w/B = 0.50, 15 % FA	2.4	5.3	1.6	2.5	14.6
w/B = 0.50, 20 % HS	2.0	3.5	1.2	2.6	7.8

8 Beurteilung und Diskussion

8.1 Betonfeuchtigkeit und deren Auswirkung auf die Korrosionsgeschwindigkeit

8.1.1 Aussen- und Mittelstützen

Sowohl bei den Aussen- wie bei den Mittelstützen ist die Streuung der Potenziale im Bereich der Stahlmängel sehr gering. Daraus kann geschlossen werden, dass keine grossen Feuchtigkeitsunterschiede und auch keine starken Makroelemente mehr vorhanden sind. Auch von Stütze zu Stütze variiert das Potenzialniveau nur relativ wenig.

Potenzialmessungen

Bei den Aussenstützen der Galerie Wilerplanggen wurden direkt nach der Instandsetzung die tiefen Potenziale bei allen Stützen stark in die positive Richtung und die positiveren Potenziale in die negative Richtung verschoben. Dies unabhängig davon, ob der Betonabtrag gemäss dem Projekt erfolgte oder ob kein Beton abgetragen wurde. Bei Stütze 18, die vor der Instandsetzung die positivsten Potenziale aufwies, wurden alle Potenziale in die negative Richtung verschoben. Beim Vergleich der Potenziale vor und nach der Instandsetzung muss allerdings berücksichtigt werden, dass die erste Messlinie der Messung vor der Instandsetzung auf 0.05 m über OK Terrain, mit den Folgemessungen nicht mehr erfasst wurde. Diese Messlinie wies bei allen Stützen die tiefsten Potenziale auf. Vermutlich waren derartige Potenzialverschiebungen nach der Instandsetzung auch bei den Mittelstützen vorhanden. Während den nachfolgenden Jahren stiegen die Potenziale in allen Stützen an. In **Tabelle 8.1** sind die Bereiche des Potenzials direkt nach der Instandsetzung (1. Folgemessung) und bei der letzten Messung im Herbst 2003 sowie die resultierenden Anstiege zusammengestellt.

Bei allen Stützen sind *Potenzialanstiege bis zu 100 mV* festzustellen, die einerseits auf eine zunehmende Austrocknung nach der Instandsetzung und andererseits auf die fortschreitende Hydratation des neuen Betons hinweisen. Dies wird durch die Messungen der elektrischen Widerstände vor Ort bestätigt. Auch sie nahmen im ersten Jahr nach der Instandsetzung stark zu. Danach erfolgte der Anstieg langsamer und war bei den meisten Stützen im Herbst 2003 nach wie vor noch nicht ganz abgeschlossen. Vor allem der grosse Anstieg der elektrischen Widerstände zu Beginn dürfte zu einem grossen Teil eine Folge der Hydratation des neuen Betons und des Versetzmörtels der Multiringelektroden sein.

Tabelle 8.1: Grössenordnung der Potenziale im Bereich der Stahlmäntel.

Potential [mV _{CSE}] bzw. Potentialanstieg [mV]	Wilerplanggen		Gütli
	Aussenstützen	Mittelstützen	Mittelstützen
Erste Folgemessung , allgemein	–300 bis –180	–250 bis –150 (50 und 75)	–300 bis –200
Negativste Werte (bei Stütze Nr.)	–350 bis –280 (96)	–380 bis –280 (F, 20 und 102)	–350 bis –300 (26.4)
Herbst 2003 , allgemein	–200 bis –150	–220 bis –150	–300 bis –100
Negativste Werte (bei Stütze Nr.)	–300 bis –220 (96)	–320 bis –250 (F)	
Potentialanstieg , allgemein minimal (bei Stütze Nr.)	50 bis 150 ±0 (F)	100 (20 und 102) 50 (F, 50 und 75)	20 bis 100 ±0 (1.2)

Spezifische elektrische Widerstände

Zur Abschätzung des spezifischen elektrischen Widerstands aus den vor Ort gemessenen absoluten elektrischen Widerständen wurde die in Kapitel 6.3.2 bestimmte Zellkonstante *ZK* mit 0.35 angenommen. In **Tabelle 8.2** sind die aus den Diagrammen in den **Anhängen 2.2** (Mittelstützen der Galerie Gütli) und **3.3** (Aussenstützen der Galerie Wilerplanggen) abgeschätzten spezifischen elektrischen Widerstände zusammengestellt, die den vor Ort gemessenen MRE-Widerständen entsprechen. **Bild 6.12** enthält für die Mittelstütze 14.3 das entsprechende Diagramm mit den spezifischen elektrischen Widerständen vor Ort in Abhängigkeit von der Zeit. Die so bestimmten spezifischen elektrischen Widerstände sind sehr hoch. Sie entsprechen ungefähr dem Gleichgewichtszustand bei einer relativen Luftfeuchtigkeit von 70 bis 80 %.

Tabelle 8.2: Aus den Widerstandsmessungen vor Ort (MRE) abgeschätzte spezifische elektrische Widerstände (Details siehe **Anhänge 2.2 und 2.3**).

Ort	Spezifischer elektrischer Widerstand [Ωm]	
	Aussenstützen Wilerplanggen	Mittelstützen Gütli
Altbeton (Kern)	1'000 bis 1'900	2'000 bis 3'000
Altbeton (Grenze zu Neubeton)	870 bis 1'200	700 bis 2'000
Altbeton (Oberfläche)	2'800 bis 3'500	
Neubeton	1'750 bis 2'100	2'500 bis 4'200

Korrosionsgeschwindigkeit

Der Zusammenhang von Korrosionsgeschwindigkeit und spezifischem elektrischem Widerstand wurde in [2] untersucht (**Bild 2.2**). Dem Bild kann entnommen werden, dass die Korrosionsgeschwindigkeit bei spezifischen Widerständen über ca. $800 \Omega\text{m}$ bzw. bei Potentialen positiver etwa -220 bis $-200 \text{ mV}_{\text{CSE}}$ sehr klein wird. Die Korrosionsgeschwindigkeit konnte mit den durchgeführten Massnahmen im Grossen und Ganzen gesehen deutlich reduziert werden. Es kann damit davon ausgegangen werden, dass sie in den allfällig noch vorhandenen Korrosionsherden sehr klein ist. Ein Hinweis auf die stark abgebremste Korrosionsaktivität liefern auch die verschiedenen Summenhäufigkeitskurven der Korrosionspotenziale, in denen vielfach das untere Grenzpotential für eine 100 %ige Korrosionswahrscheinlichkeit nicht mehr bestimmt werden konnte.

8.1.2 Rückwand der Galerie Gütli

Potenzialmessungen

In allen Versuchsfeldern ist ein markanter Potenzialanstieg festzustellen. Bei den Versuchsfeldern 1, 3 und 4 kann nur noch das obere Grenzpotential $U(P)$ bestimmt werden. Mit dem Betonabtrag wurden vorhandene Korrosionsherde im Versuchsfeld 1 entfernt. In Versuchsfeld 2 sind die Korrosionsherde nach wie vor vorhanden. Das untere Grenzpotential ist aber von -340 auf rund $-230 \text{ mV}_{\text{CSE}}$ angestiegen. Der Potenzialanstieg ist auf die zunehmende Austrocknung des Betons infolge der Hydrophobierung der Oberfläche zurückzuführen. Die Feuchtigkeitsunterschiede von unten nach oben wurden durch die Wirkung der Hydrophobierung ausgeglichen. Die zunehmende Austrocknung wird auch bei der Rückwand durch die Messungen des elektrischen Widerstands vor Ort bestätigt. Wie bei den Stützen dürfte der grosse Anstieg im ersten Jahr nach der Instandsetzung zu einem grossen Teil eine Folge der Hydratation des neuen Betons und des Versetzmörtels sein. Danach war der Anstieg der elektrischen Widerstände langsamer. Auch nach 6 Jahren war er noch nicht abgeschlossen.

Spezifische elektrische Widerstände

In **Tabelle 8.3** sind die aus den Diagrammen im **Anhang 1.3** abgeschätzten spezifischen elektrischen Widerstände zusammengestellt, die aus den vor Ort gemessenen MRE-Widerständen abgeschätzt wurden. Die Zellkonstante ZK wurde auch hier mit 0.35 angenommen. **Bild 6.12** enthält für das Versuchsfeld 2 das entsprechende Diagramm mit den spezifischen elektrischen Widerständen vor Ort in Abhängigkeit von der Zeit. Die so bestimmten spezifischen elektrischen Widerstände im Neubeton und an der Oberfläche des Altbetons sind sehr hoch. Im Labor wurden im Altbeton nur direkt nach der Instrumentierung spezifische elektrische Widerstände um $10'000 \Omega\text{m}$ gemessen. Werte über $50'000 \Omega\text{m}$ entsprechen demnach sehr trockenem Beton und relativen Luftfeuchtigkeiten unter 70 %. Die Feuchtigkeit im Kernbeton der Rückwand entspricht einer hohen relativen Luftfeuchtigkeit von über 95 %. Dies könnte auf einen Feuchtigkeitsnachschieb von der Rückseite her hinweisen. Die Betonfeuchtigkeit im Grenzbereich Alt-/Neubeton entspricht ungefähr der Gleichgewichtsfeuchtigkeit bei 80 bis 95 % relativer Luftfeuchtigkeit.

Tabelle 8.3: Aus den Widerstandsmessungen vor Ort (MRE) abgeschätzte spezifische elektrische Widerstände (Details in **Anhang 1.3**).

Ort	Spezifischer elektrischer Widerstand [Ωm]
Altbeton (Kern)	350 bis 700
Altbeton (Grenze zu Neubeton)	700 bis 2'500
Altbeton (Oberfläche, oberhalb Vorbeton)	10'000 bis > 35'000
Vorbeton (neuer Pumpbeton)	18'000 bis > 70'000

Korrosionsgeschwindigkeit

Auch bei der Rückwand kann davon ausgegangen werden, dass die Korrosionsgeschwindigkeit in allenfalls noch vorhandenen Korrosionsherden stark abgebremst worden ist (**Tabelle 8.3 und Bild 2.2**).

8.2 Umverteilung der Chloride

Die Untersuchungen an der Rückwand haben deutlich gezeigt, dass eine Chloridwanderung aus dem Alt- in den Neubeton stattfindet. Die Reichweite und die Geschwindigkeit dieses Ausgleichs sind abhängig von der Grösse des Chloriddepots im Altbeton und von der Betonfeuchtigkeit (**Bilder 5.9 und 5.10**).

Im Versuchsfeld 2 (ohne Betonabtrag) wurden in den nach 5 Jahren analysierten Bohrkernen im Neubeton teilweise bis zur Stufe 10 bis 20 mm Chloride gefunden. Die Chloridwanderung fand hauptsächlich in den ersten Monaten statt (Chloridprofile im **Anhang 1.4**). Danach nahm sie stark ab, da die Diffusion der Chloride mit zunehmender Austrocknung des Betons gebremst wurde. Die Chloridprofile werden sich auch in Zukunft weiter verändern; infolge der trockenen Verhältnisse allerdings nur noch sehr langsam. Dabei ist es eine Voraussetzung, dass die Hydrophobierung funktionstüchtig bleibt und den Wassereintrag verhindert und der Eintrag von der Rückseite her tief bleibt. Sobald wieder Wasser in den Beton eindringt, werden die Chloride wieder mobil.

8.3 Beurteilung der Instandsetzungsmassnahmen

Unabhängig vom Ausmass des Betonabtrags wurde durch die Instandsetzungsarbeiten Feuchtigkeit eingebracht (Betonabtrag bzw. Aufrauhnen der Oberfläche, neuer Beton und Mörtel zum Versetzen der MRE in den Altbeton). Diese Feuchtigkeit verblieb zum grössten Teil im Pumpbeton bzw. im Grenzbereich zwischen Alt- und Neubeton und wurde mit der Zeit für die fortschreitende Hydratation verbraucht. Direkt in den Grenzbereichen hat ein Ausgleich der überschüssigen Feuchtigkeit stattgefunden. Weiter hat die Hydrophobierung bei der Rückwand im Oberflächenbereich des Alt- und des Neubetons zu einer starken Feuchtigkeitsabnahme geführt.

8.3.1 Aussen- und Mittelstützen

Aussenstützen der Galerie Wilerplanggen

Bei der *Stütze F* war zu Beginn trotz hoher Chloridgehalte auf Bewehrungsniveau nur sehr lokal am Stützenfuss Korrosion zu erwarten. Bei dieser Stütze wurde kein Beton abgetragen. Es ist daher davon auszugehen, dass die Korrosion im untersten Bereich der Stütze weitergeht. Dieser wurde mit den Folgemessungen des Potentials nicht erfasst. Die Korrosionsgeschwindigkeit dürfte aber eher klein sein und unter 0.1 mm/Jahr liegen (**Bild 2.2**).

Bei der *Stütze E* wurde der Beton gemäss dem Projekt abgetragen. Der Restchloridgehalt an der Bewehrung dürfte überall unter 0.5 M%/Z. liegen. Die Korrosion an der Nord- und an der Aussenseite wurde mit der Instandsetzung weitgehend gestoppt.

Bei der *Stütze 18* war vor der Instandsetzung kaum mit Korrosion zu rechnen. Es wurde kein Beton abgetragen. Der Chloridgehalt auf Bewehrungsniveau ist etwas tiefer als bei Stütze F. Es ist nicht mit Korrosion zu rechnen.

Bei der *Stütze 96* wiesen die Potentiale am untersten Stützenfuss sowie auf der Nord- und Fahrbahnseite auf Korrosion hin. Bei dieser Stütze wurde kein Beton abgetragen. Die Korrosion konnte mit dem Vorbetonieren und Ummanteln nicht gestoppt werden. Auf Grund der Potenzial- und Widerstandsmessungen an dieser Stütze kann aber erwartet werden, dass die Korrosionsgeschwindigkeit eher gering ist.

Bei *Stütze 100* wurde der Beton gemäss Projekt abgetragen. Es kann davon ausgegangen werden, dass auch die Korrosion am Stützenfuss, die mit den Folgemessungen nicht erfasst wurde, gestoppt oder zumindest stark abgebremst werden konnte.

Mittelstützen der Galerie Wilerplanggen

Die Potentiale im Bereich des Stahlmantels liegen im selben Bereich wie bei den Aussenstützen. Tiefere Potentiale, etwa im selben Bereich wie bei Aussenstütze 96, wurden bei der Stütze F gemessen. Es ist davon auszugehen, dass im unteren Teil dieser Stütze der Restchloridgehalt nach dem Betonabtrag noch hoch ist und die Korrosion nicht gestoppt werden konnte. Die Korrosionsgeschwindigkeit dürfte aber gering sein.

Mittelstützen der Galerie Güetli

Es ist anzunehmen, dass mit dem Betonabtrag die Chloride zu einem wesentlichen Teil entfernt wurden. Auf Grund der Potentiale und Widerstände kann davon ausgegangen werden, dass die Korrosion weitgehend gestoppt oder stark verlangsamt werden konnte. Ein Vergleich mit dem Zustand vor der Instandsetzung ist nicht möglich, da der Ausgangszustand

nicht ausreichend untersucht worden ist. Einzelne tiefere Potenziale weisen auf sehr lokale Korrosionsherde hin, die vor allem bei höheren Temperaturen aktiviert werden können. Mit den vorhandenen Messungen konnte die Entwicklung im untersten Bereich der Stützen nicht erfasst werden. Es darf aber angenommen werden, dass die Korrosionsgeschwindigkeit gering ist.

Aus den durchgeführten Messungen an den verschiedenen Stützen lassen sich folgende Schlüsse ziehen:

- Die Feuchtigkeits- und Potenzialverhältnisse haben sich seit der Instandsetzung stabilisiert und homogenisiert. Durch die Stahlmäntel wird die Austrocknung allerdings eher behindert. Dies führt dazu, dass vorhandene Feuchtigkeit im Beton bleibt, im Laufe der Zeit für die fortschreitende Hydratation (im neuen Beton) verbraucht wird und sich verteilt. Die Feuchtigkeitsverhältnisse werden deshalb sowohl über die Fläche als auch über die Zeit sehr homogen bleiben, solange kein Wasser von oben durch allfällige Ablösungen des Stahlmantels vom Beton eindringen kann.
- Die Korrosion wurde nach der Instandsetzung stark reduziert, lokal aber nicht ganz gestoppt. Die gleichmässigen Feuchtigkeitsverhältnisse und die entsprechenden kleinen Potenzialdifferenzen sowie die spezifischen elektrischen Widerstände um 1000 Ωm haben aber sehr kleine, verbleibende Korrosionsgeschwindigkeiten zur Folge (ca. 0.05 mm/Jahr).
- Der kritische Chloridgehalt **vor** der Instandsetzung betrug bei diesen Stützen etwa 1.5 ev. bis zu 2.0 M%/Z. (bei Aussenstütze 96 war der kritische Chloridgehalt tiefer). Dieser hohe Wert hängt mit der Exposition (viel Wind und daher eher trocken) und der meist guten Betonqualität (vorfabrizierte Stützen) zusammen.
- Der kritische Chloridgehalt **nach** der Instandsetzung beträgt bei Stütze F über 1.5 M%/Z., bei Stütze 96 etwa 1.0 M%/Z. Dies unter der Annahme, dass eine Korrosionsgeschwindigkeit von etwa 0.05 mm/Jahr unkritisch ist und kein Wasser zwischen Stahlmantel und Beton eindringen kann.

Die Differenz vor/nach ist gering. Die Anzahl der Resultate mit konkreten Angaben vor und nach der Instandsetzung ist aber klein und lässt eigentlich keine sicheren Folgerungen zu, betreffend eine Veränderung des kritischen Chloridgehalts. Der grosse Gewinn der Instandsetzung liegt damit bei der Reduktion der Korrosionsgeschwindigkeit und nicht bei einer Erhöhung des kritischen Chloridgehalts.

8.3.2 Rückwand

Mit dem Betonabtrag gemäss Projekt (70 mm, bzw. bis zur Mitte der hinteren Bewehrungslage) wurden bis 1.80 m ab OK Terrain die Chloride zu einem grossen Teil entfernt. Im Einfahrtbereich muss jedoch mit einem Restchloridgehalt von über 1 M%/Zement (bis 1.0 m ab OK Terrain) bzw. bis 0.50 M%/Zement (oberhalb von 1.0 m ab OK Terrain) gerechnet werden. In 2.0 m Höhe sind nach dem Betonabtrag von 20 mm im Einfahrtbereich noch hohe Chloridgehalte bis ca. 2 M%/Zement vorhanden.

Trotz der Hydrophobierung des Betons sind in den ersten 10 mm des neuen Vorbetons Chloride gefunden worden. Ohne Hydrophobierung wären die Chloridgehalte aber deutlich höher und vor allem auch tiefer reichend. Dies zeigen z.B. die Messungen im Versuchsstand Naxberg [40].

Auf Grund der Potenziale und Widerstände kann davon ausgegangen werden, dass die Korrosion gestoppt oder zumindest stark verlangsamt werden konnte. Auch im Versuchsfeld 2, in welchem kein Beton abgetragen worden ist, konnte die Korrosion der Bewehrung infolge der generellen Feuchtigkeitsabnahme stark gebremst werden. Sollte die Wirksamkeit der Hydrophobierung in Zukunft abnehmen und damit die Feuchtigkeit im Beton wieder ansteigen, wird die Korrosionsgeschwindigkeit in diesem Feld ebenfalls wieder ansteigen.

Aus den durchgeführten Messungen an der Rückwand lassen sich folgende Schlüsse ziehen:

- Die Feuchtigkeits- und Potenzialverhältnisse sind seit der Instandsetzung homogener geworden. Im Falle der Rückwand ist dies eine Folge der Hydrophobierung. Solange sie funktionstüchtig ist, verhindert sie nicht nur den Eintrag von Wasser, sondern sie ermöglicht auch ein Austrocknen des Betons. Deshalb weist der Oberflächenbeton an der Rückwand einen sehr hohen spezifischen elektrischen Widerstand auf.
- Die Korrosionsherde wurden mit dem Betonabtrag zu einem grossen Teil, aber nicht vollständig entfernt. Aus denselben Gründen wie bei den Stützen wurde aber auch bei der Rückwand die Korrosionsgeschwindigkeit stark reduziert (z.B. im Versuchsfeld 2, ohne Betonabtrag). Der spezifische elektrische Widerstand liegt im Bereich der Bewehrung bei rund 1000 Ω m und die entsprechende Korrosionsgeschwindigkeit demnach bei ca. 0.05 mm/Jahr.
- Der kritische Chloridgehalt **vor** der Instandsetzung betrug bei der Rückwand etwa 1.5 M%/Z; ein hoher Wert, der mit der Exposition zusammenhängt (viel Wind und daher insgesamt eher trocken, vor allem im Einfahrtbereich).
- Der kritische Chloridgehalt **nach** der Instandsetzung beträgt im Versuchsfeld 2 (kein Betonabtrag) etwa 2 M%/Z. Dies unter der Annahme, dass eine Korrosionsgeschwindigkeit von etwa 0.05 mm/Jahr unkritisch ist und die Funktionstüchtigkeit der Hydrophobierung gewährleistet ist.
- Die im Altbeton verbleibenden Chloride sind in der ersten Zeit nach der Instandsetzung sehr mobil und können je nach Verhältnissen in den ersten 1 bis 2 Jahren bis zu 20 mm in den neuen Beton eindringen.
- Die Chloriddiffusion hängt von der Feuchtigkeit ab und nimmt damit mit zunehmender Austrocknung stark ab. Vollständig gestoppt wird sie jedoch nie.

8.4 Überwachung

Die Überwachung konnte plangemäss umgesetzt werden und deren Zielsetzungen wurden mehrheitlich erreicht. Probleme bereitete im Laufe der Zeit am ehesten die Widerstandsmessung an den Multiringelektroden (MRE):

- Die Widerstandsmessung mit MRE ist nur bei mittleren bis hohen Feuchtigkeiten problemlos möglich. Sobald die Betonfeuchtigkeit tief ist, wird einerseits die Grenze der Messgeräte erreicht und es muss andererseits mit Ablösungen zwischen den MRE und dem Beton gerechnet werden. Diese Verbundstörungen führen zu teilweise sehr hohen Widerständen und damit auch zu grossen Streuungen der verschiedenen Messwerte über die Länge einer MRE. Offenbar ist es nicht ganz einfach, MRE sauber einzubetonieren bzw. nachträglich einzumörteln.
- Die Beurteilung der Resultate von nachträglich in bestehenden Beton eingebauten MRE ist vor allem zu Beginn der Messungen heikel, da die Auswirkungen der Hydratation des Versetzmörtels und des allfälligen Austrocknungseffekts nicht voneinander getrennt werden können.
- Der Geometriefaktor der MRE, der für die Umrechnung der gemessenen absoluten elektrischen Widerstände in spezifische elektrische Widerstände benötigt wird, sollte mit Messungen an instrumentierten Bohrkernen bestimmt werden. Die Bestimmung in Lösungen führt zu Werten, die zu klein sind.

Das Überwachungskonzept hat sich bewährt. Die Kombination der Potenzialmessung als flächiger Untersuchungstechnik, welche qualitative Aussagen zu verschiedenen Kenngrössen und zur Homogenität der untersuchten Fläche ermöglicht, mit tiefer gehenden Messungen an ausgewählten Stellen, mit denen eine Eichung der Potenzialmessung vorgenommen werden kann, ist sehr leistungsfähig. An eingebauten MRE, anderen Sensoren oder an elektrisch isolierten Bewehrungsstäben können elektrische Widerstände, Korrosionsströme und -potenziale über lange Zeiträume erfasst werden. Allerdings ist beim Einbau von Sensoren dem längerfristigen Verbund mit dem Altbeton grösste Aufmerksamkeit zu schenken.

9 Empfehlungen

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass sich die ausgeführten Instandsetzungsmassnahmen in den vorliegenden Fällen grundsätzlich bewährt haben. Die Korrosion wurde zwar nicht vollständig gestoppt, aber es kann davon ausgegangen werden, dass die verbleibende Korrosionsgeschwindigkeit in einzelnen Stützen und im stark mit Chloriden belasteten Versuchsfeld 2 nur noch sehr gering ist. Für die Projektierung von Instandsetzungen von Galerien werden in den folgenden Abschnitten einzelne Punkte heraus gegriffen, denen noch vermehrt Beachtung geschenkt werden sollte.

Beurteilung des Ausgangszustands

Bei den vorliegenden Verhältnissen ist der **Chloridgehalt** in direkt dem Spritzwasser ausgesetzten Elementen bis zu einer Höhe von 2.0 m sehr hoch. Dies ist vor allem der Fall bei den Oberflächen, die zur Fahrbahn oder zur Anfahrt gerichtet sind. In diesen Fällen weisen die Chloridprofile, abhängig von der Betonqualität, einen maximalen Chloridgehalt in 15 bis 35 mm Tiefe auf und verlaufen eher flach, das heisst auch in grosser Tiefe können noch hohe Chloridgehalte vorhanden sein. Mit zunehmender Distanz von der Galerieeinfahrt nimmt die Menge des Spritzwassers ab und entsprechend verändern sich die Chloridprofile. Sie nähern sich den Profilen an, die an weniger exponierten Stellen entstehen, wo die Beaufschlagung vorwiegend durch Sprühnebel erfolgt (Oberflächen in Wegfahrriechtung oder weiter oben gelegene Flächen). Chloridprofile von solchen Flächen haben ihr Maximum an der Oberfläche und verlaufen infolge der kleineren Feuchtigkeit eher steil. Die Steilheit der Chloridprofile wird aber auch stark durch die Betonqualität beeinflusst: Je dichter der Beton, desto steiler das Profil.

Die **Überdeckung** der Bewehrung kann auch innerhalb eines Bauteils sehr unterschiedlich sein (z.B. Arbeitsetappen, verschobene Bewehrungskörbe, Anschluss- und Montageeisen etc.). Dies verursacht lokale Schwachstellen, die auch in Bereichen mit weniger tief reichenden Chloridprofilen zu Schäden führen können.

Eine detaillierte **Zustandsuntersuchung** mit Potenzial- und Überdeckungsmessungen, vollständigen Chloridprofilen in genügender Anzahl und gezielten Bestimmungen des Korrosionsgrads ermöglicht eine sinnvolle Abstufung des Betonabtrags (in Galerie Längsrichtung und über die Höhe der Galerie), d.h. eine technisch und wirtschaftlich optimierte Instandsetzung. Sie ist auch eine notwendige Voraussetzung für die Beurteilung der Wirkung von Instandsetzungsmassnahmen im Rahmen einer Überwachung.

Instandsetzung

Zur Bestimmung des **Betonabtrags** müssen verschiedene Aspekte betrachtet werden. Die nachfolgenden Überlegungen basieren nicht nur auf den Ergebnissen der vorliegenden Untersuchungen, sondern berücksichtigen auch die Erfahrungen der TFB aus anderen Arbeiten:

- Der kritische Chloridgehalt vor der Instandsetzung kann bei derart exponierten Bauteilen, die insgesamt eher trocken sind, sehr hoch sein (bei den überwachten Elementen waren es 1.0 bis 1.5 M%/Zement). Viel Wind trägt bei den betrachteten Galerien dazu bei, dass der Beton immer wieder relativ schnell trocknet. Ein nicht so dichter Beton hat ebenfalls ein schnelleres Austrocknen zur Folge. Dies ist allerdings mit dem grossen Nachteil von grossen, schnellen Wasseraufnahmen bei vorhandenem Wasserangebot (Spritzwasser) verbunden.
- Die Feuchtigkeit im Bereich der Bewehrung kann unter Umständen nach der Instandsetzung höher sein. Dies bedeutet, dass der kritische Chloridgehalt direkt nach der Instandsetzung allenfalls tiefer sein kann als vorher.
- Das mit den Instandsetzungsarbeiten eingebrachte Wasser (Betonabtrag, neuer Beton) erhöht vorübergehend die Feuchtigkeit im Grenzbereich des verbleibenden Altbetons. Die Menge der eingetragenen Feuchtigkeit ist von der Intensität des Wässerns vor dem Betonieren und der Qualität des Altbetons abhängig. Der Eintrag ist auf den Oberflächenbereich des Altbetons beschränkt. Chloride sind deshalb direkt nach der Instandsetzung im Grenzbereich sehr mobil. Diese Mobilität nimmt aber mit zunehmender Hydratation des neuen Betons schnell ab. Sie wird weiter reduziert, wenn der Beton austrocknen kann.
- Die Grenzfläche zwischen altem und neuem Beton ist in den meisten Fällen eine Schwachstelle. Auch der Verbund Beton/Stahloberfläche kann durch die Instandsetzungsarbeiten geschwächt werden. Neben den Folgen im Hinblick auf Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit ist vor allem auch dem tieferen kritischen Chloridgehalt infolge von schlechtem Verbund Rechnung zu tragen.

Für den Abtrag empfehlen wir, die Bewehrung entweder vollständig oder gar nicht freizulegen:

- Wo vor der Instandsetzung noch keine Korrosion festgestellt wurde, sollte der Betonabtrag nur bis maximal etwa 20 mm **vor** die äussere Lage der Bewehrung erfolgen. Durch die kurzfristige Erhöhung der Feuchtigkeit im Altbeton kann allerdings der kritische Chloridgehalt kurzfristig abgesenkt werden und damit zu einer vorübergehenden Initiierung von Korrosion führen.
- Bei vorhandener Korrosion, hohen Chloridgehalten bis in grosse Tiefen und flachen Chloridprofilen sowie bei nicht tolerierbaren Querschnittsverlusten an der Bewehrung muss der Beton bis mindestens 20 mm **hinter** die Bewehrung abgetragen werden.

Bereits **inizierte Korrosion** kann mit dem vollständigen Abtrag des chloridverseuchten Betons weitgehend gestoppt werden. Aber auch ohne Betonabtrag kann die Korrosionsgeschwindigkeit durch einen Vorbeton und/oder eine Oberflächenschutzmassnahme, die einen weiteren Wasser- und Chlorideintrag infolge Spritzwasser verhindert, stark reduziert werden.

Die bei den Stützen der Galerien angewendete Lösung mit einem Stahlmantel als verlorder Schalung und als Oberflächenschutzsystem verhindert den erneuten Eintrag von Wasser und Chloriden vollständig. Allerdings wird vorhandene Feuchtigkeit eher konserviert. Die mit dem Neubeton eingebrachte Feuchtigkeit wird durch die Hydratation im Laufe der Zeit zu ei-

nem grossen Teil verbraucht. Insgesamt werden die Feuchtigkeitsdifferenzen im alten und im neuen Beton mit der Zeit auf einem eher hohen Niveau ausgeglichen, wobei die Kernfeuchtigkeit des Altbetons nicht beeinflusst wird.

Im Hinblick auf die Kosten scheint der Einsatz einer funktionstüchtigen Hydrophobierung als Oberflächenschutz effizienter zu sein (Galerie Gütli, Rückwand). Solange sie funktionstüchtig ist, verhindert sie den Wassereintrag und ermöglicht gleichzeitig die Austrocknung im Oberflächenbereich. Dies führt zu einer stärkeren Abnahme der Korrosionsgeschwindigkeit. Die Wirkung sollte überwacht und die Hydrophobierung gegebenenfalls erneuert werden.

Überwachung

Der Korrosionszustand wichtiger Bauteile und die Wirksamkeit der ergriffenen Massnahmen sollten nach der Instandsetzung überprüft werden. Eine Überwachung sollte Potenzialmessungen, die einen globalen Überblick geben, und gezielt eingesetzte Sensoren zur Überwachung der Korrosionsströme und der Feuchtigkeitsverhältnisse umfassen. Da elektrische Widerstände, Korrosionsströme und -potenziale von vielen Faktoren abhängen, sollten Messungen an Einzelelementen einigermassen kontinuierlich erfolgen. Dies ermöglicht eine vernünftige Interpretation der Messungen und eine optimale Planung von erneuten Eingriffen.

Literaturverzeichnis

- [1] Brem, M. (2004), *Numerische Modellierung der Korrosion in Stahlbetonbauten*, Diss. ETH Zürich Nr. 15'567.
- [2] Schiegg, Y. (2002), *Online-Monitoring zur Erfassung der Korrosion der Bewehrung von Stahlbetonbauten*, Diss. ETH Zürich Nr. 14'583.
- [3] Hunkeler, F., Ungricht, H., Deillon, F. (2000), *Untersuchungen zur Chloridbestimmung im Beton und Durchführung eines 2-stufigen Ringversuchs*, FA Nr. 88/97, AGB ASTRA, VSS-Bericht Nr. 546.
- [4] Alonso, C., Andrade, C., Castellote, M., Castro, P. (2000), *Chloride threshold values to depassivate reinforcing bars embedded in a standardized OPC mortar*, Cement and Concrete Research, Vol. 30, Seiten 1047-1055.
- [5] Glass, G.K., Buenfeld, N.R. (1995), *Chloride threshold levels for corrosion induced deterioration of steel in concrete*, Chloride Penetration into Concrete, 1. Intern. Workshop, 15.-18. 10.1995, St.-Rémy, Proceedings, ed. L.O. Nilsson, J.P. Ollivier, RILEM Publications, Seiten 429-440.
- [6] Page, C.L. (1975), *Mechanism of corrosion protection in reinforced concrete marine structures*, Nature, Vol. 258, Nr. 5535, Seiten 514-515.
- [7] Yonezawa, T., Ashworth, V., Procter, R.P.M. (1988), *Pore solution composition and chloride effects on the corrosion of steel in concrete*, Corrosion, Vol. 44, Nr. 7, Seiten 489-499.
- [8] Breit, W. (1997), *Untersuchungen zur kritischen korrosionsauslösenden Chloridionenkonzentration an Stahl- und Mörtелеlektroden in alkalischen Lösungen*, Diss., Institut für Bauforschung der TH Aachen (ibac).
- [9] Mohammed, T.U., Otsuki, N., Hisada, M. (1999), *Corrosion of steel bars with respect to orientation in concrete*, ACI Materials Journal, Vol. 96, Nr. 2, Seiten 154-159.
- [10] Castel, A., Vidal, T., François, R., Arliguie, G. (2003), *Influence of steel-concrete interface quality on reinforcement corrosion induced by chlorides*, Magazine of Concrete Research, Vol. 55, Nr. 2, Seiten 151-159.
- [11] Pillai, R.G., Trejo, D. (2005), *Surface condition effects on critical chloride threshold of steel reinforcement*, ACI Materials Journal, Vol. 102, Nr. 2, Seiten 103-109.
- [12] Hunkeler, F. (2000), *Einsatz von nichtrostenden Stählen*, FA Nr. 89/00, AGB ASTRA, VSS-Bericht Nr. 543.
- [13] Pettersson, K., Sandberg, P. (1997), *Chloride threshold levels, corrosion rates and service life for cracked high performance concrete*, 4th CANMET/ACI Int. Conf. on durability of concrete, Sydney, Proc. Ed. V.M. Malhotra, Vol. 1, Seiten 451-472.
- [14] Breit, W. (2001), *Kritischer, korrosionsauslösender Chloridgehalt – Sachstand und neuere Untersuchungen*, Betontechnische Berichte VDZ 1998-2000, Verlag Bau und Technik, Seiten 145-165.

- [15] Zimmermann L. (2000), *Korrosionsinitiierender Chloridgehalt von Stahl in Beton*, Diss. ETH Zürich Nr. 13'870.
- [16] Oh, B.H., Jang, S.Y., Shin, Y.S. (2003), *Experimental investigation of the threshold chloride concentration for corrosion initiation in reinforced concrete structures*, Magazine of Concrete Research, Vol. 55, Nr. 2, Seiten 117-124.
- [17] Nygaard, P.V., Geiker, M.R. (2005), *A method for measuring the chloride threshold level required to initiate reinforcement corrosion in concrete*, Materials and Structures, Vol. 38, Seiten 489-494.
- [18] Vassie, P. (1984), *Reinforcement corrosion and the durability of concrete bridges*, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. 76, Part 1 Design and Construction, Seiten 713-723.
- [19] Hunkeler, F. (1994), *Grundlagen der Korrosion und der Potenzialmessung bei Stahlbetonbauten*, FA Nr. 86/90, AGB ASTRA, VSS-Bericht Nr. 510.
- [20] Smolczyk, H.G. (1983), *Zur Bindung des Chlorids im Zementstein, Chloridkorrosion*, Mitteilungen aus dem Forschungsinstitut des Vereins der österreichischen Zementfabrikanten, Heft Nr. 36, Wien.
- [21] Richartz, W. (1969), *Die Bindung von Chlorid bei der Zementerhärtung*, Zement-Kalk-Gips, Vol. 22, Seiten 447-456.
- [22] Suryavanshi, A.K., Scantlebury, J.D., Lyon, S.B. (1996), *Mechanism of Friedel's Salt formation in cements rich in C₃A*, Cement and Concrete Research, Vol. 26, Nr. 5, Seiten 717-727.
- [23] Wowra, O., Setzer, M.J. (2000), *Einfluss der elektrochemischen Doppelschicht auf die Sorption und den Transport von Chlorionen im Zementstein*, Internationale Zeitschrift für Bauinstandsetzen, Vol. 6, Nr. 4, Seiten 415-428.
- [24] Frey, R. (1990), *Neuere reaktionskinetische Erkenntnisse zum Mechanismus der Chloriddiffusion im Zementstein von Betonen*, Habilitation, Universität Stuttgart.
- [25] Tritthart, J. (1989), *Chloride binding in cement: The influence of the hydroxide concentration in the pore solution of hardened cement paste on chloride binding*, Cement and Concrete Research, Vol. 19, Seiten 683-691.
- [26] Sandberg, P. (1999), *Studies of chloride binding in concrete exposed in a marine environment*, Cement and Concrete Research, Vol. 29, Seiten 473-477.
- [27] Tuutti, K. (1982), *Corrosion of steel in concrete*, Swedish Cement and Concrete Research Institut, Stockholm.
- [28] Kayyali, O.A., Haque, M.N. (1988), *Effect of carbonation on the chloride concentration in pore solution of mortars with and without fly ash*, Cement and Concrete Research, Vol. 18, Nr. 3, Seiten 636-648.
- [29] Wierig, H.J., Langkamp, H. (1995), *Über die Chloridpenetration in nichtcarbonatisierte und carbonatisierte Betone*, ZKG International, Vol. 48, Nr. 3, Seiten 184-192.
- [30] Suryavanshi, A.K., Swamy, R.N. (1996), *Stability of Friedel's Salt in carbonated concrete structural elements*, Cement and Concrete Research, Vol. 26, Nr. 5, Seiten 729-741.
- [31] Schwiete, H.E., Ludwig, U., Albeck, J. (1969), *Bindung von Calciumchlorid und Calciumsulfat bei der Hydratation der aluminatisch-ferritischen Klinkerbestandteile*, Zement-Kalk-Gips, Vol. 22, Seiten 225-234.
- [32] Holden, W.R., Page, C.L., Short, N.R. (1983), *The influence of chlorides and sulfates on durability, Corrosion of reinforcement in concrete constructions*, Ed. A.P. Cane, Ellis Horwood Ltd, Chichester, Seiten 143-150.
- [33] Xu, Y. (1997), *The influence of sulphates on chloride binding and pore solution chemistry*, Cement and Concrete Research, Vol. 27, Nr. 12, Seiten 1841-1850.
- [34] Haque, M.N., Kayyali, O.A. (1995), *Free and water soluble chloride in concrete*, Cement and Concrete Research, Vol. 25, Nr. 3, Seiten 531-542.

- [35] Tritthart, J., Cavlek, K. (2000), *Determination of total and free chloride in cement paste and concrete*, Testing and Modelling the chloride ingress into concrete, Ed. C. Andrade, J. Kropp, RILEM Proceedings PRO 19, Paris, Seiten 429-437.
- [36] Lunk, P. (1997), *Kapillares Eindringen von Wasser und Salzlösungen in Beton*, Aedificatio Publishers, Fraunhofer IRB Verlag.
- [37] McCarter, W.J., Ezirim, H., Emerson, M. (1992), Absorption of water and chloride into concrete, Magazine of Concrete Research, Vol. 44, Nr. 158, Seiten 31-37.
- [38] Volkwein, A. (1991), Untersuchungen über das Eindringen von Wasser und Chlorid in Beton, TU München, Berichte aus dem Baustoffinstitut, Heft Nr. 1.
- [39] Wittmann, F.H., Lunk, P. (1991), Beeinflussung des Feuchtigkeits- und Ionentransportes in Beton durch oberflächentechnologische Massnahmen, ASTRA, FA 81/88, VSS-Bericht Nr. 217.
- [40] Ungricht, H. (2004), *Wasserhaushalt und Chlorideintrag in Beton – Einfluss der Exposition und der Betonzusammensetzung*, Diss. ETH Zürich Nr. 15'758.
- [41] Crank, J. (1975), *The mathematics of diffusion*, Oxford University Press, 2. Ausgabe.
- [42] Wedler, G. (1987), *Lehrbuch der physikalischen Chemie*, VCH Verlagsgesellschaft mbH, Weinheim, 3. Auflage.
- [43] Polder, R., Ketelaars, M.B.G. (1991), *Electrical resistance of blast furnace slag cement and ordinary portland cement concretes*, Blended cements in construction, Ed. R.N. Swamy, Elsevier Applied Science, London, Seiten 401-415.
- [44] Hunkeler, F. (1996), *The resistivity of pore water solution – a decisive parameter of rebar corrosion and repair methods*, Construction and Building Materials, Vol. 10, Nr.5, Seiten 381-389.
- [45] Basheer, P.A.M., Gilleece, P.R.V., Long, A.E., McCarter, W.J. (2002), *Monitoring electrical resistance of concretes containing alternative cementitious materials to assess their resistance to chloride penetration*, Cement & Concrete Composites, Vol. 24, Seiten 437-449.
- [46] Bürchler, D. (1996), *Der elektrische Widerstand von zementösen Werkstoffen*, Diss. ETH Zürich Nr. 11'876.
- [47] McCarter, W.J., Chrisp, M. (2000), *Monitoring water and ionic penetration into cover-zone concrete*, ACI Materials Journal, Vol. 97, Nr. 6, Seiten 668-674.
- [48] Chrisp, T.M., McCarter, W.J., Starrs, G., Basheer, P.A.M., Blewett, J. (2002), *Depth-related variation in conductivity to study cover-zone concrete during wetting and drying*, Cement & Concrete Composites, Vol. 24, Seiten 415-426.
- [49] McCarter, W.J., Chrisp, t.M., Starrs, G., Blewett, J. (2003), *Characterisation and monitoring of cement-based systems using intrinsic electrical property measurements*, Cement and Concrete Research, Vol. 33, Seiten 197-206.
- [50] Breit, W., Raupach, M. (1993), *Bestimmung der Feuchteverteilung in der Betonrandzone mit Multiringelektroden*, Aktuelle Forschungsergebnisse, Kurzbericht Nr. 41, Institut für Bauforschung der TH Aachen (ibac).
- [51] Weydert, R., Schiessl, P. (1998), *Überwachungssysteme für die Korrosionsgefahr des Stahls im Beton*, Forschungsbericht Nr. F 462, Institut für Bauforschung der TH Aachen (ibac).
- [52] Souchon, T., Breit, W., Schiessl, P. (1997), *Berechnungsmodell zur Bestimmung von Feuchtigkeitsgehalten aus Widerstandsmesswerten der Multiringelektrode ermittelt in der Betonrandzone mittels Einbausensoren*, Forschungsbericht Nr. F 538, Institut für Bauforschung der TH Aachen (ibac).
- [53] Harnisch, J. (2003), *Untersuchungen zum nachträglichen Einbau von Multiring-Elektroden in Beton: Investigations on Subsequently Embedded Multi-Ring-Electrodes in Concrete*, Diplomarbeit, Institut für Bauforschung der TH Aachen (unveröffentlicht).

-
- [54] Hunkeler, F. (1993), *Elektrischer Widerstand von Mörteln und Beton*, Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr. 43, Sonderdruck.
 - [55] Verschiedene Autoren (1998), *Instandsetzung der Nationalstrasse A2 – Abschnitt Meitschligen – Wassen 1995 – 1998*, Sonderdruck aus SI+A, Heft Nr. 16/17.
 - [56] Ungricht, H. (2006), Langzeituntersuchungen im Naxbergtunnel, objektbezogener FA, AGB ASTRA, VSS-Bericht Nr. xxx (erscheint 2006).
 - [57] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (1993), *Durchführung und Interpretation der Potenzialmessung an Stahlbetonbauten*, Merkblatt SIA 2006.