



Massnahmen zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit – Fortsetzung des Feldversuchs Naxbergtunnel

**Measures to increase durability – Continuation of the field
experiment in the Naxberg tunnel**

**Mesures pour l'augmentation de durabilité – Poursuite des
investigations sur terrain dans le tunnel du Naxberg**

**TFB AG, Technik und Forschung im Betonbau, Wildegg
Dr. Yves Schiegg
Dr. Fritz Hunkeler
D. Keller (bis 29. Februar 2016 TFB AG)**

**ungricht Partner GmbH
Dr. Heidi Ungricht**

**Forschungsprojekt AGB 2005/016_OBF auf Antrag der Arbeitsgruppe
Brückenforschung (AGB)**

Der Inhalt dieses Berichtes verpflichtet nur den (die) vom Bundesamt für Strassen unterstützten Autor(en). Dies gilt nicht für das Formular 3 "Projektabschluss", welches die Meinung der Begleitkommission darstellt und deshalb nur diese verpflichtet.

Bezug: Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS)

Le contenu de ce rapport n'engage que les auteurs ayant obtenu l'appui de l'Office fédéral des routes. Cela ne s'applique pas au formulaire 3 « Clôture du projet », qui représente l'avis de la commission de suivi et qui n'engage que cette dernière.

Diffusion : Association suisse des professionnels de la route et des transports (VSS)

La responsabilità per il contenuto di questo rapporto spetta unicamente agli autori sostenuti dall'Ufficio federale delle strade. Tale indicazione non si applica al modulo 3 "conclusione del progetto", che esprime l'opinione della commissione d'accompagnamento e di cui risponde solo quest'ultima.

Ordinazione: Associazione svizzera dei professionisti della strada e dei trasporti (VSS)

The content of this report engages only the author(s) supported by the Federal Roads Office. This does not apply to Form 3 'Project Conclusion' which presents the view of the monitoring committee.

Distribution: Swiss Association of Road and Transportation Experts (VSS)



Massnahmen zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit – Fortsetzung des Feldversuchs Naxbergtunnel

**Measures to increase durability – Continuation of the field
experiment in the Naxberg tunnel**

**Mesures pour l'augmentation de durabilité – Poursuite des
investigations sur terrain dans le tunnel du Naxberg**

**TFB AG, Technik und Forschung im Betonbau, Wildegg
Dr. Yves Schiegg
Dr. Fritz Hunkeler
D. Keller (bis 29. Februar 2016 TFB AG)**

**ungricht Partner GmbH
Dr. Heidi Ungricht**

**Forschungsprojekt AGB 2005/016_OBF auf Antrag der Arbeitsgruppe
Brückenforschung (AGB)**

Impressum

Forschungsstelle und Projektteam

Projektleitung

Dr. Yves Schiegg

Mitglieder

Dr. Fritz Hunkeler

Daniela Keller

Dr. Heidi Ungricht

Begleitkommission

Präsident

Dr. Martin Käser

Mitglieder

Prof. Dr. Walter Kaufmann

Prof. Dr. Albin Kenel

Antragsteller

Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB)

Bezugsquelle

Das Dokument kann kostenlos von <http://www.mobilityplatform.ch> heruntergeladen werden.

Inhaltsverzeichnis

Impressum	4
Zusammenfassung	7
Résumé	11
Summary	15
1 Einleitung	19
1.1 Erkenntnisse aus den bisherigen Untersuchungen	20
1.2 Ziele der Forschungsarbeit	21
1.2.1 AGB 2011/012 Modellierung der Initiierung von Korrosion bei Stahlbetonbauten	21
2 Versuchsstand im Naxbergtunnel	23
2.1 Lage und Klima des Naxbergtunnels	23
2.2 Aufbau und Montage des Versuchsstandes	24
2.3 Untersuchte Werkstoffe	25
2.3.1 Betonzusammensetzung	25
2.3.2 Stahlqualität	27
2.3.3 Untersuchungsschwerpunkte	28
2.4 Instrumentierung und Messgrössen	29
2.5 Plattenausbau 2012	31
2.6 Untersuchungen an ausgebauten Betonstählen	35
3 Ergebnisse und Auswertung	37
3.1 Entwicklung der Festbetoneigenschaften	37
3.2 Karbonatisierung des Betons	41
3.3 Feuchtigkeitshaushalt der Naxberg-Betone	41
3.4 Chloridgehalt im Beton	46
3.4.1 Freier Chloridgehalt im Porenwasser	50
3.5 Chloridinduzierte Bewehrungskorrosion – Initiierung und Korrosionsfortschritt	51
3.5.1 Genereller Korrosionszustand der Versuchsplatten	51
3.5.2 Korrosionspotenzial der Bewehrung	53
3.5.3 Initiierung der Korrosion und kritischer Chloridgehalt	57
3.5.4 Korrosionsfortschritt – korrodierte Flächen und Abtragstiefen	61
3.5.5 Korrosionsströme der Betonplatten H1 bis D1	67
3.5.6 Korrosionsströme der Spezialplatten A3/A4, B3/B4 und C3/C4	73
3.5.7 Berechnung des Masseverlustes aus den Korrosionsströmen	75
4 Diskussion	79
4.1 Chloridinduzierte Bewehrungskorrosion	79
4.1.1 Kritischer Chloridgehalt - Initiierungsphase	79
4.1.2 Korrosionsfortschritt	80
4.1.3 Entwicklung der Korrosionsgeschwindigkeit	82
5 Folgerungen	85
5.1 Folgerungen für die Nutzungsdauer von chloridbelasteten Bauteilen	85
5.2 Folgerungen für die Instrumentierung und Überwachung von Betonbauteilen	86
6 Ausblick	89
6.1 Zukünftige Nutzung des Versuchsstandes	89
Anhänge	91
Literaturverzeichnis	143

Projektabschluss	145
Verzeichnis der Berichte der Forschung im Strassenwesen	149

Zusammenfassung

Die Erstellung dauerhafter Bauwerke setzt Kenntnisse über die ablaufenden Schädigungsmechanismen sowie über die Wirkung und die Wirksamkeit verschiedener Massnahmen voraus. Eine der Hauptursachen für die Schäden an Bauten der Verkehrsinfrastruktur bildet die durch Chloride induzierte Korrosion an der Bewehrung. Insbesondere für Verkehrsinfrastrukturbauten unter Spritzwasserbeanspruchung gibt es bei dieser Schädigungsart nach wie vor kein Konsens über die langfristig wirksamsten und wirtschaftlichsten Massnahmen, weder bei Neubauten noch bei der Instandsetzung.

Der vorliegende Forschungsbericht ist die Fortsetzung der Arbeiten von Ungricht (2004; 2008). Seit dem Jahr 2000 läuft im Naxbergtunnel an der A2 bei Göschenen ein Feldversuch mit instrumentierten Betonplatten. Im Rahmen der Instandsetzung des Tunnels konnte ein in seiner Art einmaliger Versuchsstand eingerichtet werden, der Platz für 32 Versuchsplatten bietet und langfristige Untersuchung von Schädigungsprozessen und Massnahmen zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit (Initiierungs- und Korrosionsphase) unter realen Bedingungen ermöglicht.

Die wichtigsten Erkenntnisse der bisherigen Untersuchungen betreffen den Wasserhaushalt und Chlorideintrag bei unterschiedlichen Betonqualitäten. Bei einer wechselnden Beanspruchung durch Spritzwasser wird der Wasserhaushalt durch singuläre Ereignisse geprägt. Bei solchen Einzelereignissen findet ein rascher und tiefreichender Wassereintrag über Kapillartransport in den Beton statt. Deren Auswirkung auf den Wassergehalt des Betons wird durch die Witterungsbedingungen, die Betonqualität und den Feuchtigkeitszustand des Betons vor dem Ereignis bestimmt. Damit ein solches Einzelereignis stattfinden kann, müssen gewisse klimatische Randbedingungen vorhanden sein, die vorzugsweise in den Wintermonaten auftreten. Die über 10-jährigen Untersuchungen zeigen, dass im Naxbergtunnel pro Winter in der Regel nur ein einziges solches Ereignis eintritt.

Ziele dieses Forschungsprojektes waren die Untersuchung des Korrosionsverhaltens unterschiedlicher Stahlqualitäten in verschiedenen Betonen unter realen Expositionsbedingungen, der Einfluss der Betonüberdeckung auf die Initiierung und den Korrosionsfortschritt, die Abhängigkeit des Wasser- und Chlorideintrages von der Zeit und die Ermittlung von Kenngrössen für probabilistische Dauerhaftigkeitsbetrachtungen. Parallel zu diesem Projekt wurde eine weitere Forschungsarbeit zum Thema Modellierung der Initiierung von Korrosion bei chloridbelasteten Stahlbetonbauten durchgeführt, die auf den umfangreichen Datensatz vom Naxbergtunnel zurückgreifen konnte. Das Ziel jener Arbeit war die Schaffung eines anwendungsorientierten Ingenieurmodells, das eine realistische Prognose der Initiierung von Korrosion bei chloridbelasteten Stahlbetonbauten ermöglicht.

Nebst der Weiterführung der automatischen und händischen Messungen wurden nach rund 12 Jahren, d.h. im Frühjahr 2012, sieben ausgewählte Betonplatten ausgebaut. Es wurden Platten mit maximaler Variation der Höhe über dem Bankett und des w/z-Wertes gewählt. Ausserdem war der Zustand einer stark beanspruchten, hydrophobierten Platte von Interesse. Zwei Platten mit defekten Messanschlüssen wurden ebenfalls ausgebaut.

Aufgrund der Untersuchungen betontechnologischer Parameter konnte die Entwicklung des Chloridmigrationskoeffizienten analysiert werden. Es handelt sich dabei um einen massgebenden Inputparameter für die Modellierung des Chlorideintrages. Mit Ausnahme des Betons mit Silikastaub stellt man über die Zeit generell eine Abnahme des Migrationskoeffizienten (entspricht einer Zunahme des Chloridwiderstandes) fest. Dieses als „ageing effect“ bezeichnete Phänomen hat eine grosse Auswirkung bei der rechnerischen Modellierung des Chlorideintrages oder bei Lebensdauerberechnungen, da der Chloridmigrations- bzw. Chloriddiffusionskoeffizient bei den meisten bekannten Modellen wie z.B. DuraCrete ein massgebender Inputparameter darstellt.

Die Ergebnisse der weitergeführten Messungen des Feuchtigkeitshaushaltes der verschiedenen Betone mit Hilfe des elektrischen Betonwiderstandes bestätigen die Resultate von

Ungricht (2004; 2008), gemäss denen der massgebende Wasser- und Chlorideintrag von sogenannten Gross- bzw. Einzelereignissen dominiert wird. Allerdings sind die Feuchte-wechsel mit zunehmender Auslagerungsdauer weniger markant als zu Beginn der Messungen, was mit der zunehmenden Hydratation des Betons und den hohen Chloridgehalten (Hygrokopazität) erklärt werden kann.

Generell nimmt die Karbonatisierungstiefe im Tunnel mit steigender Wandhöhe zu. Am stärksten karbonatisiert waren die Betonplatten mit Flugasche und die hydrophobierten Platten. Durch die reduzierte Wasseraufnahme des Betons wird der Karbonatisierungsfortschritt begünstigt. Die gemessenen Karbonatisierungskoeffizienten K_N liegen zwischen 0.7 und 6.3 mm/Jahr^{0.4}. Die Karbonatisierung der oberen Betonplatten wurde durch die erhöhten CO₂-Gehalte im Tunnel verstärkt.

Die analysierten Chloridgehalte in den meisten Betonplatten sind allgemein hoch. Teilweise sind die Betonplatten nach 12 Jahren über ihre gesamte Dicke stark versalzen (Chloridgehalte um 0.4 M%/B). Die deutlich geringeren Chloridgehalte in den Platten mit w/z 0.35 und dem Beton mit Silikastaub sind auf die erhöhte Dichtigkeit dieser Betone zurückzuführen. Trotzdem haben die Chloride die Tiefe der normkonformen Bewehrungsüberdeckung erreicht. Die Betone mit Flugasche und Hüttensand weisen vergleichbare Chloridgehalte wie der CEM I Beton auf. Bei der untersten Betonplatte mit Flugasche sind die Chloride jedoch noch etwas tiefer in den Beton eingedrungen. Die Chloridprofile nach 3 und 5 Jahren sind jedoch steiler als beim Referenzbeton. Nach 13 Jahren weist die gesamte Platte einen sehr hohen Chloridgehalt um 0.4 M%/B auf. Die Hydrophobierung auf der Platte A1 zeigt während der gesamten Beobachtungsperiode von 12 Jahren eine gute Wirksamkeit. Die Chloridgehalte sind gering, nur in unmittelbarer Nähe der Oberfläche sind leicht erhöhte Gehalte vorhanden.

Wie die Messungen der Korrosionsströme (Makroelementströme) zeigen, wurde bei einer grösseren Anzahl von Bewehrungsstäben mit 10 mm Überdeckung bereits nach ein bis zwei Wintern Korrosion ausgelöst. Auch beim Beton mit tiefem w/z-Wert konnten aufgrund der periodischen Messungen nach 2 bis 4 Jahren Aktivierungen bis in eine Tiefe von 20 mm festgestellt werden. Bei den hydrophobierten Betonplatten wurden erst nach 7 bis 8 Jahren erste Initiierungen in 10 und 15 mm beobachtet. Stähle in grösserer Tiefe waren auch nach 12 Jahren noch im passiven Zustand. Nach 12 Jahren Exposition weisen die meisten Betonplatten an der Oberfläche Rostflecken auf. Nur diejenigen Platten, die nicht-rostende Betonstähle enthalten, und die hydrophobierten Probekörper zeigen keine Auffälligkeiten an der Oberfläche. Mit der Bestimmung der Initiierungszeiten und den Chloridprofilen konnte der korrosionsauslösende kritische Chloridgehalt C_{krit} für die verschiedenen Betonqualitäten abgeschätzt werden. Generell liegen die C_{krit} von unlegiertem Betonstahl zwischen 0.05 und 0.11 M%/B. Tendenziell ist C_{krit} für die Betone ohne Zusatzstoffe leicht höher als bei den Betonen mit Zusatzstoffen. Die Top12-Stähle weisen erwartungsgemäss einen im Vergleich zum Betonstahl höheren kritischen Chloridgehalt C_{krit} auf. Der Faktor liegt zwischen 1.2 und 2.4 (Mittelwert 2.0).

Die Untersuchung des allgemeinen Korrosionszustandes und des Korrosionsabtrags an den ausgebauten Bewehrungsstäben zeigt häufig Lochfrass an den unlegierten Betonstählen und korrodierte Stahloberflächen bis über 70%. Die nichtrostenden Stähle aus Duplexstahl 1.4462 sind bis heute passiv und zeigen keinerlei Korrosionsangriffe. Hingegen hat sich gezeigt, dass eine Verzinkung des Betonstahls keinen Mehrwert darstellt. Die Verzinkung korrodiert im feuchten und chloridhaltigen Beton mit hoher Geschwindigkeit, so dass die Schutzwirkung des Zinks rasch aufgebraucht ist. Die Betonstähle in der hydrophobierten Betonplatte bestätigen die insgesamt gute Wirksamkeit der Hydrophobierung. Nur die äussersten Bewehrungsstäbe zeigen geringfügige Korrosionsangriffe mit einer max. Abtragstiefe von 0.16 mm. Die übrigen Stähle waren korrosionsfrei. Die grössten lokalen Querschnittsminderungen (Lochfrass bis 2 mm Tiefe) wurden im Beton mit Flugasche gefunden. Ein Vergleich der gravimetrisch bestimmten Korrosionsverluste am Betonstahl mit den aus den gemessenen Korrosionsströmen berechneten Masseverlusten zeigt, dass die Korrosionsgeschwindigkeit aufgrund von Korrosionsstrommessungen tendenziell unterschätzt werden kann. Im vorliegenden Fall war der effektive Masseverlust z.T. doppelt so gross, wie berechnet. Die Ursache für diese Abweichung besteht darin, dass bei der Mak-

roelementstrommessung nur das äussere Makroelement zwischen Stahlsensor und Bewehrungsnetz erfasst wird, während die Eigenkorrosion messtechnisch nicht zugänglich ist. Aus der Literatur ist bekannt, dass der Eigenkorrosionsanteil in einem Bereich zwischen etwa 10 bis 50% der Gesamtkorrosionsaktivität liegen kann. Weitere Gründe, weshalb der Eigenkorrosionsanteil bei den Versuchsplatten grösser ist, sind die Plattengeometrie (dünne Platten mit behinderter Stromausbreitung) und die Korrosion des rückseitigen Bewehrungsnetzes, was die treibende Kraft der Korrosion im Makroelement deutlich verringert hat (reduzierte Kathodenleistung).

Die Chloridgehalte, welche im Naxberg nach 2, 3, 5 und 12 Jahren vorgefunden wurden, sind sehr hoch und tiefreichend. Die eingesetzten Betone wiesen im Alter von 28 Tagen Chloridmigrationskoeffizienten M_{28d} zwischen $3.2 \cdot 10^{-12}$ (Beton mit Silikastaub), $7.5 \cdot 10^{-12}$ (w/z 0.35) und 13 bis $15 \cdot 10^{-12}$ (alle übrigen Betone) m^2/s auf. Mit zunehmendem Alter haben die hohen Werte abgenommen, was auf sogenannte ageing-Effekte zurückzuführen ist. In den nationalen Elementen zur Norm SN EN 206:2013 ist die Anforderung an den Chloridwiderstand von Beton für die Expositionsklassen XD2b und XD3 festgelegt. Der Grenzwert des Chloridmigrationskoeffizienten für 28 Tage alten Beton M_{28d} beträgt $10 \cdot 10^{-12} m^2/s$. Die Auswertung des Chloridwiderstandes von 22 in den letzten beiden Jahren im Kanton Graubünden eingesetzten G(T4)-Betonen ergab, dass der Migrationskoeffizient M_{28d} im Mittel bei $5 \cdot 10^{-12} m^2/s$ lag. Ein Viertel der Werte lag zwischen 7 bis $9 \cdot 10^{-12} m^2/s$. Ob dies genügt um dauerhafte Bauwerke zu erhalten, wird die Zukunft zeigen. Zumindest bei hohen Anforderungen und langer Nutzungsdauer muss das Gesamtsystem betrachtet und optimiert werden: Kombination von Beton- und Stahlqualität, Überdeckung und Oberflächenschutzsystem. Wie die vorliegenden Untersuchungen zeigen, ist eine funktionstüchtige Hydrophobierung bei eher durchlässigen Betonen, zumindest in den ersten Jahren, eine sehr effiziente Massnahme zur Verhinderung bzw. markanten Reduktion des Chlorideintrages.

Résumé

La construction d'ouvrages d'art durables nécessite des connaissances approfondies sur le déroulement des mécanismes de dégradation ainsi que sur l'action et l'efficacité des différentes mesures mises en oeuvre. La corrosion de l'armature induite par les chlorures constitue l'une des causes majeures de la détérioration des infrastructures routières. Particulièrement en ce qui concerne les infrastructures routières sollicitées par les éclaboussures, il n'existe toujours pas de consensus quant aux mesures les plus efficaces et les plus économiques à long terme pour ce genre de dégradation, ni pour les constructions nouvelles, ni pour la remise en état.

Le présent rapport de recherche est la poursuite des travaux de Ungricht (2004 ; 2008). Depuis l'an 2000, des essais de terrain ont lieu dans le tunnel du Naxberg situé sur l'A2 près de Göschenen, avec des plaques de béton instrumentées. Dans le cadre de la remise en état du tunnel, un banc d'essai unique en son genre a pu être mis sur pied, offrant de la place pour 32 plaques d'essai et permettant, dans des conditions réelles, la recherche des processus de dégradation et des mesures aptes à optimiser la durabilité à long terme (phase d'initiation et de corrosion).

Les principales connaissances acquises par les recherches effectuées jusqu'ici, concernent le régime d'eau et la pénétration des ions chlorures dans différentes qualités de béton. En cas de sollicitation variable par les éclaboussures, le régime d'eau subit l'empreinte de phénomènes individuels. De tels événements provoquent une pénétration d'eau rapide et profonde par transport capillaire dans le béton. Son impact sur la teneur en eau du béton est déterminé par les conditions météorologiques, la qualité du béton et l'état d'humidité du béton avant l'événement. Pour qu'un tel phénomène individuel puisse avoir lieu, certaines conditions cadre doivent être remplies qui se présentent de préférence en hiver. Les recherches effectuées depuis plus de 10 ans montrent qu'un tel phénomène ne se produit généralement qu'une seule fois par hiver dans le tunnel du Naxberg.

Ce projet de recherche s'était proposé comme objectif d'examiner le comportement à la corrosion de différentes qualités d'acier dans différents bétons sous des conditions réelles, l'influence de l'enrobage de l'armature sur l'initiation et la progression de la corrosion, la dépendance de la pénétration de l'eau et des ions chlorures au regard du temps et de définir les paramètres clefs pour l'approche probabiliste de la durabilité. Un autre travail de recherche a été mené parallèlement à ce projet, ayant pour thème la modélisation de l'initiation de la corrosion dans les ouvrages en béton armé contaminés en chlorures, qui a pu s'appuyer sur le vaste ensemble de données du tunnel du Naxberg. L'objectif de cette étude était de créer un modèle technologique susceptible d'être appliqué et autorisant l'ingénieur à faire un pronostic réaliste de l'initiation de la corrosion dans les ouvrages en béton armé contaminés en chlorures.

Outre la poursuite des mesures automatiques et manuelles, sept plaques de béton sélectionnées ont été démontées après 12 ans, c.-à-d. au printemps 2012. On a choisi des plaques avec une variation maximale de la hauteur depuis l'accotement et du rapport E/C. De plus, l'état d'une des plaques avec imprégnation hydrofuge, fortement sollicitée, avait été digne d'intérêt. Deux plaques avec raccords de mesure défectueux ont également été démontées.

En raison d'investigations approfondies des paramètres technologiques du béton, le développement du coefficient de migration des ions chlorures a pu être analysé. Il s'agit d'un paramètre d'entrée déterminant pour la modélisation de la pénétration des chlorures. D'une manière générale, excepté pour le béton avec fumée de silice, une diminution du coefficient de migration a été constatée avec le temps (ce qui correspond à une augmentation de la résistance aux chlorures). Ce phénomène dénommé « ageing effect » a un impact majeur sur la modélisation numérique de la pénétration des chlorures ou sur les calculs de durabilité, car le coefficient de migration, resp. le coefficient de diffusion des ions chlorures constitue un paramètre d'entrée prépondérant pour la plupart des modèles connus comme DuraCrete par exemple.

Les résultats des mesures du régime d'humidité dans les différents bétons, poursuivies à l'aide la résistivité du béton, confirment les résultats d'Ungricht (2004 ; 2008) selon lesquels la pénétration décisive de l'eau et des ions chlorures est dominée par de soi-disant événements majeurs, resp. événements individuels. Cependant, les changements du régime d'humidité sont moins prononcés avec l'augmentation de la durée d'exposition qu'en début de mesure, ce qui peut s'expliquer par l'hydratation croissante du béton et des hautes teneurs en chlorures (hygroscopicité).

D'une façon générale, la profondeur de carbonatation dans le tunnel augmente en fonction de la hausse progressive de la paroi. Les plaques de béton à fumée de silice et les plaques bénéficiant d'une imprégnation hydrofuge étaient les plus carbonatées. La progression de la carbonatation est favorisée par l'absorption d'eau réduite du béton. Les coefficients de carbonatation mesurés se situent entre 0.7 et 6.3 mm/an^{0.4}. La carbonatation des plaques de béton supérieures a pu être favorisée par la teneur élevée en CO₂ dans le tunnel.

Les teneurs en chlorures analysées dans la plupart des plaques de béton sont généralement hautes. Après 12 ans, les plaques de béton sont en partie saturées de sel sur toute leur épaisseur (teneurs en chlorures autour de 0.4 M%/B). Des teneurs en chlorures nettement plus faibles dans les plaques avec un rapport E/C de 0.35 et un béton additionné de fumée de silice sont dues à l'étanchéité plus élevée de ce type de béton. Néanmoins, les ions chlorures ont tout de même atteint la profondeur de l'enrobage de l'armature conforme à la norme. Les bétons contenant des cendres volantes et du laitier présentent des teneurs en chlorures comparables au béton CEM I. Pour ce qui est de la plaque de béton avec cendres volantes la plus basse, les ions chlorures ont pénétré plus profondément encore dans le béton. Après 3 et 5 ans, l'ascension des profils de chlorures est toutefois plus raide que dans le béton de référence. Après 13 ans, la plaque entière révèle une très haute teneur en chlorures, autour de 0.4 M%/B. L'imprégnation hydrofuge de la plaque A1 s'est avérée efficace pendant toute la durée d'observation, c.-à-d. 12 ans. Les teneurs en chlorures sont faibles; des teneurs un peu plus élevées ne se trouvent qu'à proximité immédiate de la surface.

Comme le montrent les mesures des courants de corrosion (courants de macropiles), une corrosion s'est déclenchée après un ou deux hivers déjà dans bon nombre de barres d'armature avec un enrobage de 10 mm. Les mesures périodiques ont également permis de constater après 2 à 4 ans, des activations jusqu'à une profondeur de 20 mm dans le béton de faible rapport E/C. Dans les plaques de béton bénéficiant d'une imprégnation hydrofuge, de premières initiations n'ont été observées qu'après 7 ou 8 ans à une profondeur de 10 et 15 mm. Des aciers situés à de grandes profondeurs étaient toujours en état passif, même après 12 ans. Après 12 ans d'exposition, la plupart des plaques de béton présentent des taches de rouille à la surface. Seules les plaques contenant des aciers inoxydables et les éprouvettes à imprégnation hydrofuge ne présentent pas de vulnérabilités à la surface. La détermination des temps d'initiation et des profils de chlorures a permis d'estimer la teneur en chlorures critique, à l'origine du déclenchement de corrosion dans les différentes qualités de béton. En règle générale, les teneurs en chlorures critiques de l'acier non allié se situent entre 0.05 et 0.11 M%/B. Les teneurs en chlorures critiques ont tendance à être un peu plus élevées dans les bétons sans additions que dans ceux avec additions. Les aciers Top12 présentent comme prévu, une teneur en chlorures critique plus élevée par comparaison aux aciers d'armature passive. Le facteur se situe entre 1.2 et 2.4 (moyenne 2.0).

L'investigation de l'état général de la corrosion et de la perte par corrosion dans les barres d'armature démontées, révèlent des piqûres corrosives répétées dans les aciers d'armature passive non alliés, ainsi que des surfaces corrodées jusqu'à plus de 70%. Les aciers inoxydables en acier duplex 1.4462 sont restés à l'état passif jusqu'à aujourd'hui et ne présentent aucune attaque corrosive. Par contre, il est apparu que le zingage de l'acier d'armature passive n'apportait aucun avantage. Le revêtement de zinc corrode très vite dans un béton humide et contaminé en chlorures, ce qui consomme rapidement son effet de protection. Dans l'ensemble, les aciers d'armature passive dans la plaque de béton hydrofugée confirment la bonne efficacité de l'imprégnation hydrofuge. Seules les barres d'armature aux extrémités montrent quelques petites attaques corrosives de 0.16 mm max. de profondeur. Les autres aciers étaient exempts de corrosion. Les réductions de section

locales les plus fortes (corrosion par piqûre jusqu'à 2 mm de profondeur) ont été trouvées dans le béton avec cendres volantes. Une comparaison entre les pertes par corrosion déterminées par gravimétrie dans l'acier d'armature passive et les pertes de masse calculées à partir des courants de corrosion mesurés, montre que la vitesse de corrosion à l'appui des mesures du courant de corrosion avait tendance à être sous-estimée. Dans le cas présent, la perte de masse effective était en partie deux fois plus grande que celle obtenue par calcul. La raison de cet écart est due au fait que lors de la mesure des macropiles, seule la macropile extérieure entre capteur d'acier et treillis d'armature est enregistrée, le système de mesure n'ayant pas accès à la corrosion propre. Dans la littérature, il est admis que le taux de la corrosion propre peut être situé dans une plage de 10 à 50% environ de l'activité intégrale de la corrosion. D'autres raisons pour lesquelles le pourcentage de la corrosion propre est plus élevé dans les plaques d'essai, sont d'une part la géométrie des plaques (plaques minces avec dispersion de courant entravée) et d'autre part la corrosion au revers du treillis d'armature, ce qui a réduit notablement la force motrice de la corrosion dans la macropile (performance réduite de la cathode).

Les teneurs en chlorures rencontrées dans le Naxberg après 2, resp. 3, 5 et 12 ans, sont très élevées et de grande portée. À l'âge de 28 jours, les bétons utilisés ont présenté des coefficients de migration des ions chlorures M_{28d} entre $3.2 \cdot 10^{-12}$ (béton avec fumée de silice), $7.5 \cdot 10^{-12}$ (rapport E/C 0.35) et 13 à $15 \cdot 10^{-12}$ (tous les autres bétons) m^2/s . Avec l'âge, ces hautes valeurs ont diminué, ce qui est imputable aux soi-disant effets anti-âges. Dans les éléments nationaux à la norme SN EN 206:2013, l'exigence à la résistance aux chlorures du béton est spécifiée pour les classes d'exposition XD2b et XD3. La valeur limite du coefficient de migration des chlorures pour un béton âgé de 28 jours M_{28d} s'élève à $10 \cdot 10^{-12}$ m^2/s . L'évaluation de la résistance aux chlorures des 22 bétons G(T4) intégrés au cours des deux dernières années a révélé que le coefficient de migration M_{28d} se situait en moyenne vers $5 \cdot 10^{-12}$ m^2/s . Un quart des valeurs se situait entre 7 et $9 \cdot 10^{-12}$ m^2/s . L'avenir nous dira si cela est suffisant pour la conservation des ouvrages d'art durables. Mais au moins à l'égard de hautes exigences et à une longue durée de service, le système doit être considéré dans son ensemble et optimisé : qualité du béton et de l'acier, enrobage et système de protection des surfaces. Comme le montrent les présentes recherches, une imprégnation hydrofuge fonctionnelle pour des bétons plutôt perméables est une mesure très efficace surtout pendant les premières années, pour éviter, resp. réduire de façon notable la pénétration des ions chlorures.

Summary

For the design of durable reinforced concrete structures an understanding of concrete deterioration mechanisms is required in order to find effective measures to counteract the concrete deterioration. One of the main causes of deterioration in the transport infrastructure is reinforcement corrosion induced by chloride ingress from deicing salts. For concrete in road environments with spray water exposure, it remains to be unclear which measures against this type of deterioration are most effective and economical.

This research report is the continuation of the Naxberg field experiment by Ungricht (2004; 2008), that was started in the year 2000. This field experiment consists of a panel of 32 concrete plates with embedded sensors that is located in the wall of the Naxberg Tunnel along the A2 near Göschenen. Goal of this long-term experiment is to study chloride-induced deterioration of reinforced concrete in a real road environment, and evaluate the measures that were taken to avoid or mitigate the deterioration.

The Naxberg field experiment has shown how the ingress of water and chlorides in different types of concretes progresses. The water ingress is much determined by separated events that are related to the spray water from the road. During such an event, a rapid water uptake with relatively high penetration depth occurs by capillary suction into the concrete. Weather conditions, concrete quality and pre-existing moisture state have a significant effect on the moisture content that the concrete will reach after a large capillary suction event. Large capillary suction events occurred mostly in winter time and usually only once per winter season.

In this research project, it was investigated how rebar type, concrete cover thickness and concrete type affect the initiation and progress of reinforcement corrosion in a real road environment with deicing salts. In-situ (and ex-situ) measurements of the progress of water and chloride ingress were carried out to determine how these parameters affect the corrosion initiation and behavior. The data from this research project, most notably the kinetics of chloride ingress as function of concrete type, were also used to tune and benchmark service life prediction models.

In this project the *in-situ* measurements of plates with sensors were carried out up to a concrete and exposure age of ca. 12 years. After 12 years (i.e., in the spring of 2012) seven of the 32 concrete plates were taken out of the test panel and investigated in the laboratory. Prime goal was to measure the corrosion state of the rebars in the selected plates which covered a large range in experimental parameters. The rebars were retrieved by crushing the concrete plates. In addition, the carbonation depths and chloride profiles after 12 years were also measured.

The evolution of concrete properties was measured in the laboratory on stored concrete cubes that were cast at the same time as the concrete plates in the test panel. An important parameter that characterizes the chloride ingress rate into concrete (or its resistance to chloride ingress) is the migration coefficient. This parameter was measured as a function of time for all concrete types and generally decreased over time (with the exception of the concrete with silica fume). The migration coefficient at an age of 28 days and the time-dependence of the migration (or diffusion) coefficient, expressed as the "ageing factor", are critical input parameters for service life models such as the DuraCrete model.

The new *in-situ* measurements of the concrete moisture content by means the electrical resistance confirm the results of Ungricht (2004; 2008). However, the moisture fluctuations at later ages (4-12 years) became less pronounced compared to fluctuations measured in the first 4 years. This can be explained by the increased hydration degree of the concretes and the much higher content of chlorides (hygroscopicity).

The depth of the carbonation front in the plates generally increased with the height distance from road. This is explained by the reduction of water absorption with height due to a lower

amount of spray water reaching the concrete surface. Carbonation in concrete with intermediate internal humidity is typically higher than in (saturated) concrete with high internal humidity. The concretes with fly-ash and the concrete with hydrophobic treatment showed the largest carbonation depths. The measured carbonation coefficients were between 0.7 and 6.3 mm / year^{0.4}. Carbonation of the upper concrete plates could possibly have been accelerated due to the increased CO₂ content in the tunnel.

The chloride content was generally (very) high in most concrete plates after 12 years exposure. In some reference concrete plates a (maximum) chloride content of 0.4 m-%/c was reached over the entire 10 cm thickness of the plates. In concrete plates with a w/c = 0.35, and a corresponding lower permeability and porosity, a significantly lower chloride content was reached after 12 years compared to all other concrete types. However, also in these plates, the chloride penetrated to depths beyond the concrete cover thickness prescribed in standards. The concretes with fly ash and silica fume are similar, but affected by the height of the plates: Plates closer to the road showed a larger depth of chloride ingress. The concrete with slag also shows a high chloride content (of 0.4 m-%/c) after 13 years, comparable to the reference concrete (CEM I, w/c = 0.5). However, the chloride ingress rate for the slag concrete was lower initially. The hydrophobic treatment of the reference concrete plate A1 was very effective in blocking the ingress of chlorides up to an exposure age of 12 years. Only small chloride enrichments in the surface layer of the plate were measured.

The *in-situ* measurements of the corrosion currents (macrocell currents) showed that a significant number of rebars with a concrete cover of 10 mm already started corroding after one or two winters. For the concrete with a low w/c, depassivation of rebars at a depth of 20 mm was recorded after 2 to 4 years. For the concrete plate with hydrophobic treatment, corrosion initiation at rebar depth of 10 and 15 mm occurred only after 7 to 8 years, and rebars at greater depths remained to be passive up to at least 12 years. After 12 years of exposure, most concrete plates had rust spots on the surface. Only the plates that contained stainless steel rebar or were hydrophobically treated showed no rust spots on the surface. By combining the *in-situ* measurement of corrosion initiation time and the chloride profiles obtained from concrete cores, the critical chloride content (C_{crit}) for the various concrete types could be estimated. The C_{crit} -value of ordinary carbon steel rebar was estimated to be between 0.05 and 0.11 m-%/c. The C_{crit} -value for concretes without additives was slightly higher than those for concretes with additives. The rebar of Top12 steel had, as expected, a higher C_{crit} than the one for ordinary rebar. The relative difference was a factor between 1.2 and 2.4 (mean value is 2.0) higher for the Top12-rebar.

The laboratory investigations on the corrosion state of the retrieved carbon steel rebars showed common pitting damage and corroded rebar surfaces up to over 70%. The rebars of stainless (duplex) steel 1.4462 were still passive in 2016 and did not show any corrosive attack. It was found that galvanizing the rebar did not have a large beneficial effect. The galvanization metal corrodes quickly in the moist and chloride-contaminated concrete, meaning that the protective action of the zinc is rapidly exhausted. The carbon steel rebars in plates with hydrophobic treatment showed only minor corrosion up to a cover thickness of 15 mm (max. corrosion depth of 0.16 mm). The rebars with larger cover thickness remained free of corrosion due to the hydrophobic treatment. The largest local cross-sections reduction by corrosion (i.e., pitting up to 2 mm depth) were found in the concrete with fly-ash. A comparison of the gravimetrically determined corrosion losses of the rebar (as determined in the laboratory) with the mass losses calculated from the measured corrosion currents, showed that the corrosion rate can be significantly underestimated by the latter method. In the case for rebar embedded in fly-ash concrete, the actual mass loss was about twice as large as the one calculated from the corrosion current. The reason for this deviation is that in the measurement corrosion currents the so-called self-corrosion remains undetected. It is known from the literature that the self-corrosion can be in a range of 10 to 50% of the total corrosion activity. The proportion of self-corrosion may have been relatively large in test panel plates due to plate geometry (thin plates with impeded current spreading) and the corrosion of reinforcement net on the backside of the plates, which could have reduced the driving force of corrosion in the macrocell (reduced cathode power).

The studied concretes had chloride migration coefficients M_{28d} between $3.2 \cdot 10^{-12}$ (concrete with silica fume), $7.5 \cdot 10^{-12}$ (w/c 0.35) and 13 to $15 \cdot 10^{-12}$ m²/s (for all other concretes) at the age of 28 days. The values generally decreased with increasing age due to the concrete ageing. In the national elements of standard SN EN 206-1, the requirement for the chloride resistance M_{28d} of concretes for exposure classes XD2b and XD3 has been set in 2013 to $M_{28d} \leq 10 \cdot 10^{-12}$ m²/s at 28 days. The evaluation of the chloride resistance of 22 G(T4)-concretes from the Canton Grisons used in the last two years showed that M_{28d} was $5 \cdot 10^{-12}$ m²/s on average. A quarter of the values were between 7 and $9 \cdot 10^{-12}$ m²/s. The future will show whether or not the current standard requirement for chloride ingress resistance is sufficient, i.e., produces reinforced concrete with sufficient corrosion-free service life. When high service lives are required, or in settings with high amounts of deicing salts, further protective measures (in addition to concrete quality) are to be considered, such as rebar type, cover thickness and surface protection systems. This study showed that hydrophobic treatment / impregnation was very effective in mitigating chloride ingress and rebar corrosion in concretes with relatively high permeability.

1 Einleitung

Die Erstellung dauerhafter Bauwerke setzt Kenntnisse über die ablaufenden Schädigungsmechanismen sowie über die Wirkung und die Wirksamkeit verschiedener Massnahmen voraus. Eine der Hauptursachen für die Schäden an Bauten der Verkehrsinfrastruktur bildet die durch Chloride induzierte Korrosion an der Bewehrung. Insbesondere für Verkehrsinfrastrukturbauten unter Spritzwasserbeanspruchung gibt es bei dieser Schädigungsart nach wie vor keinen Konsens über die langfristig wirksamsten und wirtschaftlichsten Massnahmen, weder bei Neubauten noch bei der Instandsetzung.

Nach Tuutti (1982) kann die Schädigung eines Betonbauteils in die Phasen Initiierung und Korrosionsfortschritt unterteilt werden (Abb. 1). Während der Initiierungsphase werden Schadstoffe wie Chloride aus Tausalzen und CO_2 aus der Luft in den Beton hineintransportiert. Beim Überschreiten eines charakteristischen Grenzwertes (kritischer, Lochkorrosion auslösender Chloridgehalt oder Depassivierung der Stahloberfläche infolge Karbonatisierung) wird Korrosion an der Bewehrung ausgelöst. Nach Korrosionsbeginn folgt die Fortschrittsphase. Im Fall von chloridinduzierter Korrosion entsteht Lochfraß an der Bewehrung, was in den meisten Fällen mit hohen Korrosionsgeschwindigkeiten verbunden ist. Bei Korrosion infolge Karbonatisierung des Betons handelt es sich um einen flächigen Angriff am Betonstahl. Die voluminösen Korrosionsprodukte führen zu inneren Druckspannungen im Beton, was nach einer gewissen Zeit zu Rissbildung und Betonabplatzungen führt.

Sowohl die Korrosions- als auch die Initiierungsphase können nicht genügend genau beschrieben werden. Die Normenreihe zur Erhaltung von Tragwerken SIA 269 (2011) plus die ergänzenden Normen SIA 269/1 bis 7 (2011) sowie die Reihe von Normen über Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken (Normenreihe SN EN 1504 (2004) enthalten viele nützliche Informationen und Hinweise über Prinzipien und Verfahren der Erhaltung und Instandsetzung von Stahlbetonbauwerken, liefern aber keine konkreten Strategien für den Umgang mit stark chloridbelasteten Bauteilen.

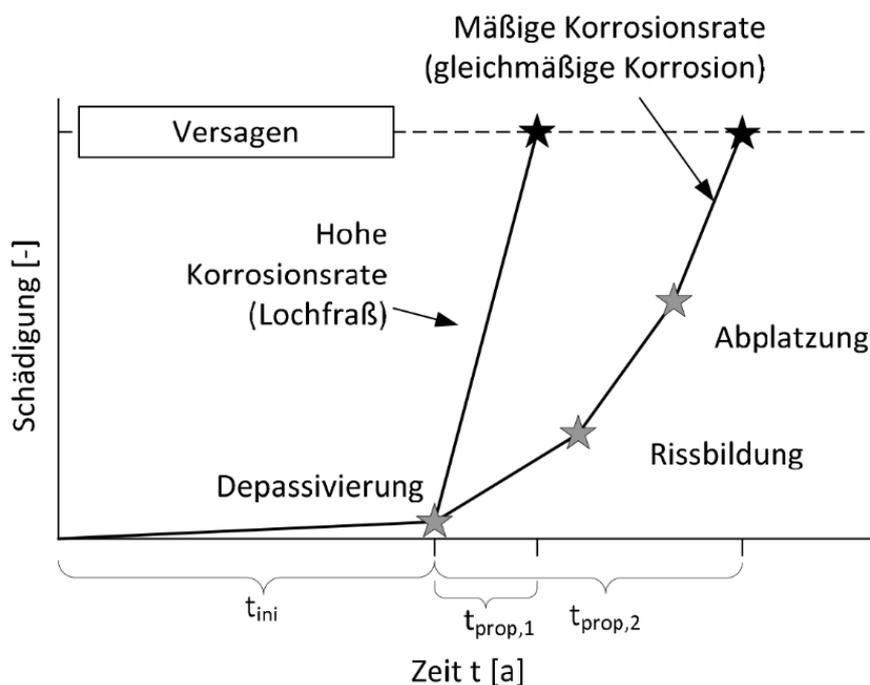


Abb. 1 Schädigung-Zeit Abhängigkeit bei der Bewehrungskorrosion von Betonbauteilen nach Osterminski (2013).

Von 1998 bis 2000 lief im Naxbergtunnel ein Feldversuch mit Inhibitoren (Hunkeler 2001). Ausgewählte Wandverkleidungselemente waren für die Überwachung der Wirkung und Wirksamkeit der Inhibitoren ausgerüstet. Mit der bevorstehenden Instandsetzung des Tunnels wurden die Untersuchungen abgeschlossen. Im Rahmen der Instandsetzung des Naxbergtunnels im Jahr 2000 wurde ein in seiner Art wohl einmaliger Versuchsstand eingerichtet, der Platz für 32 Versuchsplatten bietet und langfristige Untersuchung von verschiedenen Massnahmen zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit (Initiierungs- und Korrosionsphase) unter realen Bedingungen ermöglicht (Abb. 2)



Abb. 2 Versuchsstand Naxbergtunnel. Bild links aus dem Jahr 2000, rechts von 2012.

Bei der Konzeption der Versuchsplatten der seit 2000 laufenden Untersuchung wurden verschiedene Beton- und Stahlqualitäten und variable Überdeckungen miteinander kombiniert, um eine ganzheitliche Beurteilung verschiedener Methoden zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit anzustreben.

1.1 Erkenntnisse aus den bisherigen Untersuchungen

Die Ergebnisse und Erkenntnisse der umfangreichen Forschungsarbeiten im Naxbergtunnel wurden in zwei grösseren Publikationen dokumentiert (Ungricht 2004; 2008). Bisher wurden vor allem bezüglich des Wasserhaushaltes von Beton und des Chlorideintrages bei einer derartigen Exposition wichtige Erkenntnisse gewonnen. Bei einer wechselnden Beanspruchung durch Spritzwasser wird der Wasserhaushalt durch Einzelereignisse geprägt. Bei solchen Ereignissen findet ein rascher und tiefreichender Wassereintrag über Kapillartransport in den Beton statt. Deren Auswirkung auf den Wassergehalt des Betons wird durch die Witterungsbedingungen, die Betonqualität und den Feuchtigkeitszustand des Betons vor dem Ereignis bestimmt. Damit ein solches Einzelereignis stattfinden kann, müssen gewisse klimatische Randbedingungen vorhanden sein:

- Sehr hohe relative Luftfeuchtigkeit (> 95%) und tiefe Temperaturen (+3 bis -4 °C), der Wasseranfall erfolgt vorwiegend durch Kondensation an der Bauteiloberfläche
- Hohe relative Luftfeuchtigkeit (80 bis 90%) und ein Anstieg der Lufttemperatur von sehr tiefen Werten auf 0°C oder mehr (Tauphasen), begleitet von Niederschlägen
- Hohe relative Luftfeuchtigkeit (ca. 90%) und tiefe Temperatur (+3 bis -4 °C) oder sehr hohe relative Luftfeuchtigkeit (> 95%) und etwas höhere Temperatur (> +3 °C), jeweils begleitet von ergiebigen Niederschlägen

Die ersten beiden Situationen führen zu sehr grossen, die dritte Situation zu mehr oder weniger gut feststellbaren Wasseraufnahmen. Wegen des allgemeinen Klimas (kalte Winter, warme Sommer) treten die grossen Wassereinträge nur in den Wintermonaten auf (typischerweise 1 bis 2 Einzelereignisse pro Winter). In dieser Zeit müssen die Strassen häufig gesalzen werden, so dass auch Chloride in den Beton eingeschleppt werden. Der Chlorideintrag erfolgt während diesen Ereignissen vorwiegend über Kapillartransport. Der weitere Transport im Beton findet überwiegend durch Diffusion statt (Umverteilung der Chloride).

1.2 Ziele der Forschungsarbeit

Das vorliegende Forschungsprojekt ist die Fortsetzung des Projektes AGB 2005/026 von Ungricht (2008). Ziele des Forschungsprojektes waren die Untersuchung des Korrosionsverhaltens unterschiedlicher Stahlqualitäten in verschiedenen Betonen unter realen Expositionsbedingungen, der Einfluss der Betonüberdeckung auf die Initiierung und den Korrosionsfortschritt, die Abhängigkeit des Wasser- und Chlorideintrages von der Zeit und die Ermittlung von Kenngrössen für probabilistische Dauerhaftigkeitsbetrachtungen.

1.2.1 AGB 2011/012 Modellierung der Initiierung von Korrosion bei Stahlbetonbauten

Parallel zu dem in diesem Bericht vorgestellten Forschungsprojekt wurde eine weitere Forschungsarbeit, AGB 2011/002 Modellierung der Initiierung von Korrosion bei chloridbelasteten Stahlbetonbauten durchgeführt, die auf den umfangreichen Datensatz vom Naxbergtunnel zurückgreifen konnte (Bisschop 2016). Ziel dieses Forschungsvorhabens waren das Erarbeiten der erforderlichen Inputgrössen für eine realistische Modellierung des Schadstoffeintrags und die Initiierung der Korrosion bei chloridbelasteten Stahlbetonbauteilen (primär für CH-Verhältnisse). Im Vordergrund stand die Schaffung eines anwendungsorientierten Ingenieurmodells, das eine realistische Prognose der Initiierung von Korrosion bei chloridbelasteten Stahlbetonbauten ermöglicht.

2 Versuchsstand im Naxbergtunnel

2.1 Lage und Klima des Naxbergtunnels

Der Naxbergtunnel liegt an der A2 unterhalb von Göschenen auf rund 1000 m.ü.M. Durch seine erhöhte Lage sind die Winter in der Regel kalt und lang und es sind ergiebige Niederschläge mit häufigen Tausalzeinsätzen zu verzeichnen. Die mittlere Lufttemperatur im Tunnel beträgt rund 8 °C. Da im Tunnel keine Sonneneinstrahlung möglich ist, gibt es keine extremen Temperaturschwankungen während eines Tages. Die relative Luftfeuchtigkeit im Tunnel ist im Gegensatz zur Temperatur stärkeren Tagesschwankungen ausgesetzt. Grund sind v.a. die Windverhältnisse, insbesondere der Föhn (starker, warmer Wind von Süden). Sobald Föhn einsetzt fällt die relative Luftfeuchtigkeit stark ab, währendem sie ebenso rasch wieder ansteigt, wenn sich die Föhnlage aufgelöst hat. Der Nordwind, der ebenfalls sehr häufig auftritt, hat hingegen keinen sofortigen Einfluss auf die relative Luftfeuchtigkeit. Das langjährige Mittel der relativen Luftfeuchtigkeit liegt knapp über 70% (Ungricht 2008).

Abb. 3 zeigt den Salzverbrauch auf der A2 im Abschnitt Amsteg - Göschenen von 2001 bis 2012 und die Betontemperatur im Naxbergtunnel. Der Salzverbrauch nimmt von 2002 bis 2005 stark zu. Dann folgt ein Rückgang auf die Menge von 2001. Zwischen 2006 und 2012 ist der Verbrauch relativ konstant, nimmt anschliessend aber wieder zu auf ca. 4.5 kg/m². Die Betontemperatur zeigt regelmässige saisonale Schwankungen. Die Unterschiede zwischen den einzelnen Jahren sind gering. 2005 und 2012 wurden besonders tiefe Temperaturen gemessen. Bei rund 1% der Messwerte lagen die gemessenen Betontemperaturen unter -5 °C. Für Temperaturen ≤ -3 °C betrifft dies etwa 3.7% der Messwerte und in 11% der Fälle lagen die Betontemperaturen unter 0 °C.

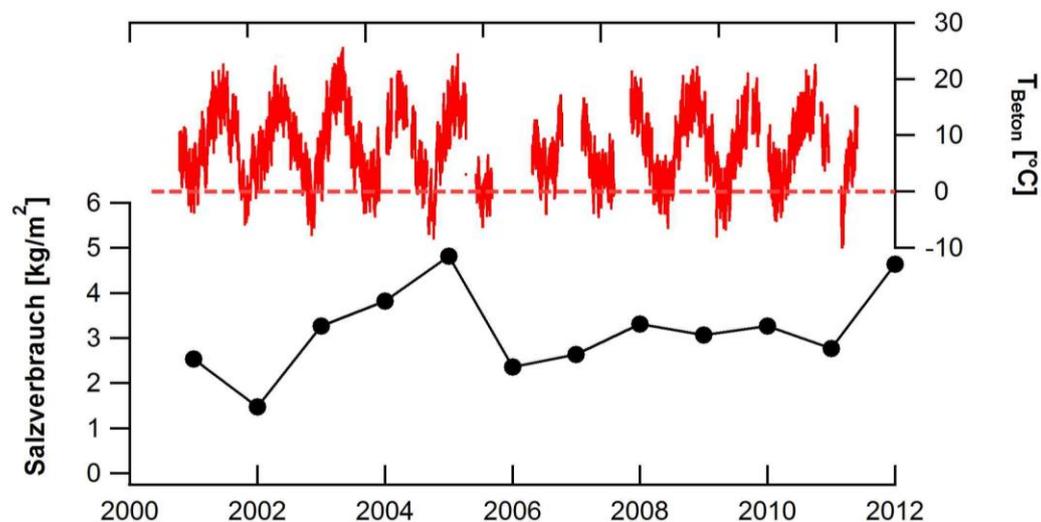


Abb. 3 Betontemperatur auf einer Tiefe von 10 mm im Naxbergtunnel und Salzverbrauch auf der A2, Abschnitt Amsteg-Göschenen von 2001 bis 2012, Annahme Fahrbahnoberfläche: 262'000 m², Quelle: Unterhaltungsdienst Werkhof Göschenen.

2.2 Aufbau und Montage des Versuchsstandes

Im Rahmen der Instandsetzung des Tunnels Ende der 1990er Jahre konnte im Portalbereich (Spur Süd) seitlich in der Tunnelwand ein Versuchsstand im Ortbetongewölbe angeordnet werden. Er besteht aus einer 4.0 m x 2.5 m grossen und 180 mm tiefen Nische im Ortbetongewölbe. In dieser Nische wurden 32 instrumentierte Betonplatten mit den Abmessungen 600 x 500 x 100 mm montiert. Die Platten wurden auf jeweils vier Ankerstangen aus nichtrostendem Stahl (Werkstoff-Nr. 1.4529) fixiert (*Abb. 4*). Die Spalten zwischen den Platten wurden mit Fugenkitt ausgefüllt, so dass kein Wasser in die Zwischenräume und an die Rückseite der Platten gelangen kann. Der Anhang I enthält einen Übersichtsplan des Versuchsstandes mit Angaben zu den elektrischen Anschlüssen und der Verkabelung der Betonplatten.



Abb. 4 Versuchsstand Naxbergtunnel, Montage der Betonplatten in der Ortbetonnische.

Sämtliche elektrischen Anschlüsse der in den Platten eingebauten Sensoren wurden in einen Messkasten neben den Versuchsplatten geführt (*Abb. 5*). In diesem Messkasten befinden sich vier Datenlogger für kontinuierliche Messungen und Klemmenanschlüsse für händische Messungen. Von diesem Messkasten aus wurden einzelne Messleitungen in einen weiteren Messkasten am Widerlager Süd der Reussbrücke Schöni geführt. Dieses Widerlager befindet sich direkt unter dem Nordportal des Naxbergtunnels. In diesem kleineren Messkasten befinden sich ebenfalls Klemmenanschlüsse für Handmessungen und Schnittstellen zum Auslesen und Programmieren der Datenlogger (*Abb. 5*). Der Vorteil der Installation am Widerlager besteht darin, dass dieser Standort jederzeit zugänglich ist (Ausnahme bei Lawinengefahr). Am Versuchsstand im Tunnel können hingegen nur in der Nacht bei gesperrter Ausfahrtspur Göschenen Messungen durchgeführt werden. In der Regel wurden Messungen im Naxberg während den periodischen Unterhaltsarbeiten im Gotthardtunnel (Tunnel nachts geschlossen) durchgeführt, weil in dieser Zeit der Verkehr am geringsten ist.

Aufgrund der unterschiedlichen Lage der Platten (Höhe über Bankett, ≈ 0 bis 2.4 m) variiert die Expositionsklasse gemäss Norm SIA 262 (2013) von XD3 (wechselnd nass/trocken, Einwirkung von chloridhaltigem Spritzwasser) bis XD1 (mässig feucht, Bauteile im Sprühnebelbereich von Strassen).

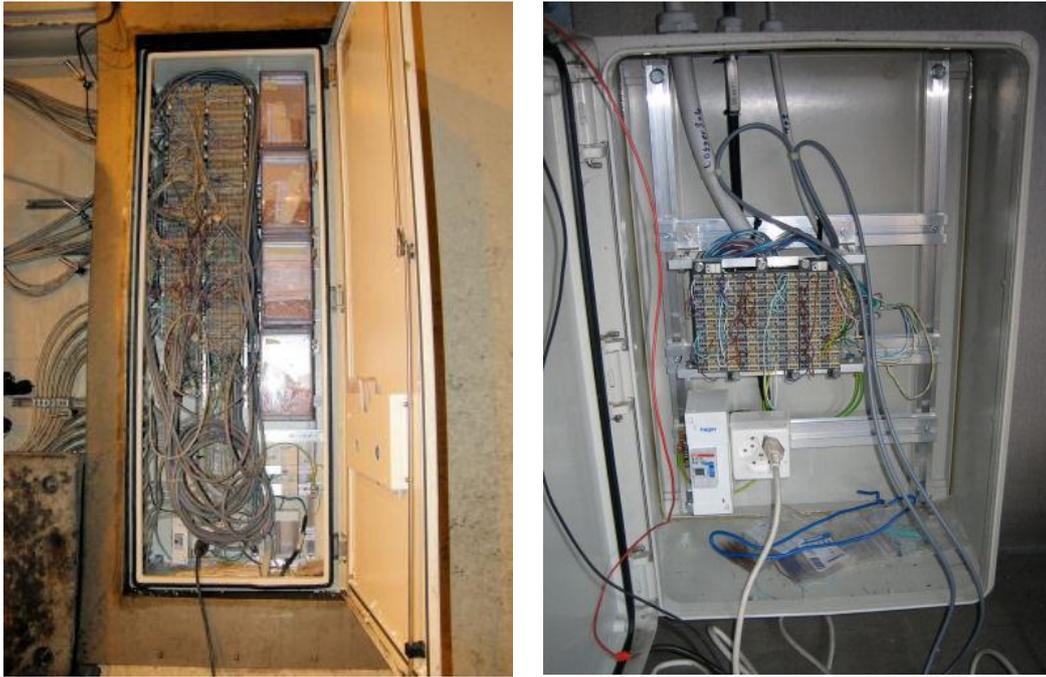


Abb. 5 Versuchsstand im Naxbergtunnel, links Aufnahme des grossen Messkastens neben den Versuchsplatten mit 4 Datenloggern und Klemmenanschlüssen für Handmessungen; rechts Messkasten am Widerlager der Brücke vor dem Tunnelportal Nord.

2.3 Untersuchte Werkstoffe

2.3.1 Betonzusammensetzung

Bei der Herstellung der Versuchsplatten wurden fünf verschiedene Betonzusammensetzungen gemäss Tab. 1 und vier Betonstahlsorten verwendet. Die Untersuchungen sollten an baustellentauglichen Rezepturen durchgeführt werden. Als Zusatzmittel wurden ausschliesslich Hochleistungsverflüssiger eingesetzt. Als Referenzbeton wurde ein Beton mit einer mittleren Zusammensetzung (w/z 0.5 und 300 kg CEM I 42,5) hergestellt. Bei den Plattenserien D, E und F wurde ein Teil des Portlandzementes durch Zusatzstoffe ersetzt (Hüttensand, Flugasche, Silikastaub). Die Rezepturen wurden so berechnet, dass das Bindemittelvolumen jeweils konstant blieb. Die Serie G unterscheidet sich vom Referenzbeton beim deutlich tieferen w/z -Wert von 0.35. Zusätzliche Informationen zu diesen Betonmischungen finden sich in Hunkeler (2002).

Die Platten A1 und A2 wurden nach der Aushärtung im Labor hydrophobiert. Der Beton der vorderen Plattenhälfte der Probekörper A3 und A4 (hydrophobiert) sowie B3 und B4 wurde mit 2 M% Chloriden auf den Zementgehalt hergestellt. Die hintere Seite der Platten enthält keine Chloride. Die genaue Zusammensetzung der verschiedenen Betone und die Frischbetoneigenschaften sind in der Tab. 2 zusammengestellt.

Tab. 1 Im Feldversuch untersuchte Beton- und Stahlqualitäten, die Bewehrungsüberdeckungen sind variabel (10 bis 40 mm)

Nr.	Betonqualität	Stahlqualität
H1-H4	w/z 0.5, CEM I (Referenzbeton)	Betonstahl Top12, verzinkter BST, nichtrostender Stahl 1.4401 nichtrostender Stahl 1.4462
G1-G4	w/z 0.35, CEM I	
D1-D4	w/B 0.5, 20% Hüttensand (HS), k = 0.5	
E1-E4	w/B 0.5, 15% Flugasche (FA), k = 0.4	
F1-F4	w/B 0.5, 7% Silikastaub (MS), k = 1.0	
A1-A2	Referenzbeton + Hydrophobierung	Top12, verzinkter BST
B1-B2	Referenzbeton	
C1-C2	Referenzbeton	
A3-A4, B3-B4	Ref. mit 2 M% NaCl, mit Hydrophobierung	Betonstahl
B3-B4	Ref. mit 2 M% NaCl, ohne Hydrophobierung	
C3-C4	Referenzbeton mit 2 M% NaCl	Betonstahl, verzinkter BST

Tab. 2 Zusammensetzung und Frischbetoneigenschaften der Betonplatten

Platte	A/B/C/H	D	E	F	G
Zementart	CEM I 42,5 N				
Zementgehalt [kg/m ³]	300	249	269	277	367
Art des Zusatzstoffes	-	Hüttensand	Flugasche	Silikastaub	-
Zusatzstoffgehalt [kg/m ³]	-	50	40	19	-
Zusatzstoffgehalt [% von CEM I]	-	20.1	14.9	6.9	-
w/B	0.50	0.50	0.50	0.50	0.35
w/z _{eq}		0.55	0.52	0.50	
Frischbetoneigenschaften					
Rohdichte [kg/m ³]	2452	2441	2397	2428	2371
Luftporengehalt [Vol-%]	0.9	1.2	2.1	1.9	5.0
Ausbreitmass [mm]	440	470	410	400	440

Vergleicht man die Zusammensetzung der Bindemittel mit heutigen Zementarten gemäss SN EN 197, können in etwa folgende Zuordnungen gemacht werden:

Bindemittel Platten D → CEM II/A-S Portlandhüttenzement
 Bindemittel Platten E → CEM II/A-V Portlandflugaschezement
 Bindemittel Platten F → CEM II/A-D Portlandsilikastaubzement

Die Gehalte an Zusatzstoffen beim Beton mit Hüttensand und beim Beton mit Flugasche sind für stark exponierte Bauteile wie eine Tunnelwand aus heutiger Sicht gering. Es muss aber berücksichtigt werden, dass die Verwendung von Zementen mit reduziertem CEM I Gehalt zum Zeitpunkt des Projektstartes im Jahr 2000 in der Schweiz noch wenig bekannt und für damalige Verhältnisse ein zukunftsweisender Ansatz war.

Unter Berücksichtigung des k-Wertes der Zusatzstoffe kann der jeweilige w/z_{eq} berechnet werden (Tab. 2). Vergleicht man die diese Werte und den Zementgehalt mit den Anforderungen der Norm SN EN 206 (2013), können die Naxberg Betone folgenden Expositionsklassen zugeordnet werden:

Beton Platten H:	entspricht XC4(CH)/XD1(CH) (Referenz)
Beton Platten D:	liegt zwischen XC3(CH) / XC4(CH)/XF1(CH)
Beton Platten E:	liegt zwischen XC3(CH) / XC4(CH)/XF1(CH)
Beton Platten F:	entspricht XC4(CH)/XD1(CH)
Beton Platten G:	entspricht XC4(CH)/XD3(CH)/XF4(CH)

Für Beanspruchungen von Betonbauteilen, wie sie im Naxbertunnel vorhanden sind (XC4, XD3, XF2/XF4), werden heute die Betonsorten F oder G eingesetzt. Dabei gelten die folgenden Anforderungen (Tab. NA.6 und NA.14):

- Festigkeitsklasse: C30/37
- Mindestzementgehalt: 320 kg/m³
- w/z-Wert: 0.45
- Chloridwiderstand: $D_{Cl} \leq 10 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$
- Frost-Tausalzwiderstand: mittel oder hoch.

Die Würfeldruckfestigkeit und der Chloridwiderstand wurden im Verlaufe des Projektes mehrfach gemessen. In der Tab. 3 sind die Ergebnisse nach 28 und 360 Tagen zusammengestellt. Sämtliche betontechnologischen Daten sind im Anhang IX enthalten. Aus der Tab. 3 ist ersichtlich, dass der Referenzbeton (A, B, C und H) sowie die Betone D und E den (heutigen) Grenzwert für den Chloridwiderstand überschreiten. Dies ist nicht überraschend, da die genannten Betone einen w/z-Wert von 0.50 aufweisen. Die übrigen Festbetoneigenschaften sind, abgesehen von der Betonsorte G, bei allen Betonen etwa ähnlich. Die Betonsorte G weist demgegenüber eine vergleichsweise hohe Druckfestigkeit, aber tiefere Werte für die Wasserleitfähigkeit, das füllbare Porenvolumen und die Gaspermeabilität auf.

Tab. 3 Festbetoneigenschaften der Betonplatten nach 28 und 360 Tagen (Mittelwerte aus 3 bis 6 Einzelwerten)

Kenngrösse	Alter, Tage	Platte				
		A/B/C/H	D	E	F	G
Druckfestigkeit f_c [N/mm ²]	28	49.3	42.1	43.4	52.5	62.8
	360	57.0	51.6	55.5	59.2	69.7
Chloridmigrationskoeffizient [10 ⁻¹² m ² /s]	28	14.1	11.2	15.7	3.2	7.6
	360	10.5	10.1	14.6	4.8	7.9
Wasserleitfähigkeit [g/m ² h]	28	4.4	3.5	2.9	3.5	1.9
	360	4.0	4.3	4.2	3.2	1.6
Füllbare Porosität [Vol.-%]	28	11.2	10.6	10.0	11.0	8.3
	360	10.5	10.2	10.1	11.0	7.9
Gaspermeabilität [10 ⁻¹⁶ m ²]	28	0.55	0.55	0.26	0.22	0.10
	360	0.69	0.68	0.32	0.31	0.06

2.3.2 Stahlqualität

Bei den Plattenserien A, D bis H wurde bei der Stahlqualität hauptsächlich unlegierter Betonstahl B500B verwendet. Die Platten B1-B2 und C1-C2 enthalten verzinkte und unterschiedlich stark legierte, nichtrostende Betonstähle. Beim Top12 handelt es sich um einen Cr-Stahl der Swiss Steel AG mit einem Chromgehalt von ca. 11.5%. Weiter kamen ein nichtrostender Stahl mit der Werkstoffnummer 1.4401 (16.5% Cr, 10% Ni, 2% Mo) und ein Duplexstahl 1.4462 (21%Cr, 4.5% Ni, 2.5%Mo, 0.1% N) zum Einsatz. Weitere Details zu diesen Niro-Betonstählen können dem Merkblatt SIA 2029 (2013) entnommen werden. Abb. 6 zeigt eine Übersicht aller Platten des Versuchsstandes.

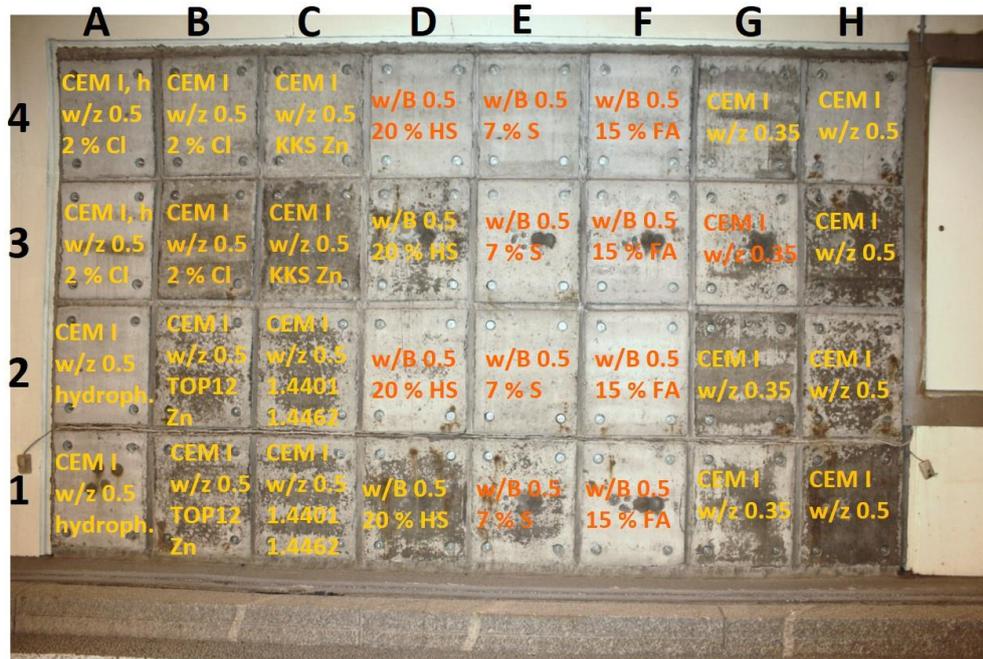


Abb. 6 Betonzusammensetzung und eingesetzte Stahlsorten bei den Versuchsplatten im Naxbergtunnel. Für die Messungen an den untersten Platten E1 bis H1 wurden Datenlogger eingesetzt. Die unterschiedlichen Farben dienen ausschliesslich der besseren Lesbarkeit.

2.3.3 Untersuchungsschwerpunkte

Die fünf verschiedenen Betonzusammensetzungen wurden im Hinblick auf den Wasserhaushalt und den Chlorideintrag (Reihen D bis H) gewählt. Bei den Platten A1 und A2 sollte zudem die Wirksamkeit einer Hydrophobierung auf den Wasser- und Chlorideintrag untersucht werden. Mit der Variation der Stahlqualität sollte gezeigt werden, welche Stähle sich für eine mit Wasser und Chloriden stark beanspruchte Tunnelwand eignen (Platten B1, B2, C1 und C2). Bei den Platten A3, A4 (hydrophobiert) und B3, B4 (unbehandelt) soll die Wirkung einer Hydrophobierung auf die Korrosionsgeschwindigkeit beurteilt werden können. Diesen Platten wurde in der vorderen Hälfte bereits bei der Herstellung 2 M% NaCl zugegeben, um von Beginn an Korrosion an der Bewehrung auszulösen. Eine kathodische Schutzwirkung von verzinkter Bewehrung wurde bei den Platten C3 und C4 untersucht. Da die Stahlqualitäten mit entsprechenden Bewehrungsstahlsensoren in den Platten D bis H variiert wurden, sollte ein allfälliger Zusammenhang mit der Betonzusammensetzung aufgezeigt werden können. In allen Versuchsplatten war die Bewehrungsüberdeckung variabel, um deren Einfluss auf das Korrosionsverhalten zu erfassen. In der folgenden Abb. 7 sind die Untersuchungsschwerpunkte der verschiedenen Platten als Übersicht dargestellt.

	A	B	C	D	E	F	G	H
4	Zugabe Chloride Korrosion	Zugabe Chloride Korrosion	Zugabe Chloride Zn als Kathode	Chlorideintrag und Korrosion				
3	Zugabe Chloride Korrosion	Zugabe Chloride Korrosion	Zugabe Chloride Zn als Kathode	Chlorideintrag und Korrosion				
2	Chlorideintrag und Korrosion	Korrosion und Chlorideintrag	Korrosion und Chlorideintrag	Chlorideintrag und Korrosion				
1	Chlorideintrag und Korrosion	Korrosion und Chlorideintrag	Korrosion und Chlorideintrag	Chlorideintrag und Korrosion				
	CEM I w/z 0.5 hydrophobiert	CEM I w/z 0.5	CEM I w/z 0.5	CEM I + HS w/B 0.5	CEM I + FA w/B 0.5	CEM I + MS w/B 0.5	CEM I w/z 0.35	CEM I w/z 0.5
	Betonstahl BST	Top12 BST + Zn	Niro 1.4462 Niro 1.4401	Betonstahl				
	Variable Bewehrungsüberdeckung							

Abb. 7 Untersuchungsschwerpunkte der verschiedenen Betonplatten im Naxbergtunnel.

2.4 Instrumentierung und Messgrößen

Für die Instrumentierung der Betonplatten wurden, abhängig vom Untersuchungsschwerpunkt und Lage der Platten, fünf verschiedene Setups verwendet (Typ A bis E). Die gewählten Plattentypen sind aus der *Abb. 8* ersichtlich. Die detaillierten technischen Zeichnungen der Plattentypen befinden sich im Anhang II.

	A	B	C	D	E	F	G	H
4	C	C	B	E3	A	E3	A	E3
3	C	C	B	D	A	D	A	D
2	A	E1	E2	E3	A	E3	A	E3
1	A	E1	E2	D	D	D	D	D

Abb. 8 Typen der Instrumentierung A bis E für die verschiedenen Betonplatten im Naxbergtunnel. Die Details der Typisierung (Skizzen) sind im Anhang II enthalten.

Typ A: Elektrisch isolierte Bewehrungsstäbe, Überdeckung 10 - 45 mm

Typ B: Verzinkter Betonstahl als Opferanode, Chloride im Anmachwasser

Typ C: Elektrisch isolierte Bewehrungsstäbe, vordere Plattenhälfte chloridkontaminiert

Typ D: Elektrisch isolierte Bewehrungsstäbe (Variation Stahlqualität), Chlorid- und Widerstandssensoren

Typ E: Elektrisch isolierte Bewehrungsstäbe (Variation Stahlqualität), Überdeckung 10 - 45 mm

Die untersten Versuchsplatten D1 bis H1 und die Platten H3, F3 und D3 wurden mit kombinierten Betonwiderstands- und Chloridsensoren (Sensorleiter) sowie mit elektrisch isolierten Bewehrungsstäben in unterschiedlicher Stahlqualität und mit variablen Überdeckungen instrumentiert (*Abb. 9*). Die Sensorleitern wurde so befestigt, dass der erste oberflächennahe Sensor lediglich 5 mm überdeckt ist und mit den weiteren Sensoren die ersten 40 mm in 5 mm Stufen erfasst werden können. Mit einer zweiten Sensorleiter, die aber nur aus Betonwiderstandssensoren besteht, werden nur die elektrischen Betonwiderstände in 10 mm-Stufen innerhalb der ersten 80 mm Tiefe erfasst. Weiter wurden zur Bestimmung der Betontemperatur in einer Platte 5 PT 1000 Temperatursensoren in einer Tiefe von 10, 20, 30, 50 und 80 mm eingebaut. Weitere Details können der Arbeit von Ungricht (2004) entnommen werden. Die Platten ohne Sensorleitern enthalten nur elektrisch isolierte Bewehrungsstäbe aus unlegiertem Betonstahl mit unterschiedlicher Bewehrungsüberdeckung. Jede Platte enthält auf der Gewölbeseite zusätzlich ein Bewehrungsnetz (Stäbe \varnothing 12 mm).

Die elektrisch isolierten Betonstäbe haben einen Durchmesser von 10 mm und eine Länge von 65 mm. Der Durchmesser der verzinkten Betonstäbe beträgt 8 mm bei einer Länge von ebenfalls 65 mm. Der Chloridsensor besteht aus einem mit Silberchlorid (AgCl) überzogenen Silberdraht und wirkt als elektrochemischer Sensor (ionenselektive Elektrode zweiter Art). Der beschichtete Draht ist im hinteren Bereich von einem Röhrchen aus nichtrostendem Stahl umgeben. Mit dem Chloridsensor ist es grundsätzlich möglich, die Menge an im Porenwasser des Betons gelösten, freien Chloriden über eine Potenzialmessung gegen eine einbetonierte MnO_2 -Referenzelektrode zerstörungsfrei zu bestimmen. Das Stahlröhrchen wird in Kombination mit weiteren Sensoren für Betonwiderstandsmessungen zur Erfassung des Feuchtigkeitshaushaltes im Beton verwendet. Weitere Details zu den Sensoren sind in (Schiegg 2002) enthalten.

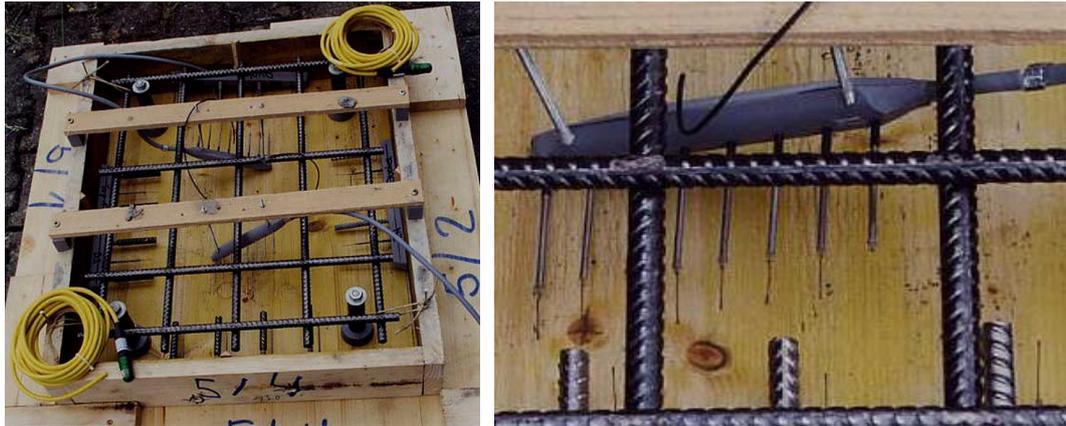


Abb. 9 Instrumentierung der Betonplatten, Typ D. Das Bild rechts zeigt eine Sensorleiter mit Chlorid- und Widerstandssensoren.

Mit den Sensoren und isolierten Bewehrungsstäben können folgende Messgrößen erfasst werden:

- Potenzial und elektrischer Betonwiderstand an Draht-/Stabsensoren
- Makroelementströme (Korrosionsströme) zwischen isolierten Bewehrungsstäben und rückseitigem Bewehrungsnetz, Spannungsdifferenzen und Ausbreitungswiderstände (Widerstand zwischen Bewehrungsstab und rückseitigem Bewehrungsnetz)
- Betontemperatur
- Korrosionspotenzial an der Plattenoberfläche mit einer externen Referenzelektrode

Ausgewählte Messgrößen der Platten E1 bis H1 wurden von vier Datenloggern kontinuierlich aufgezeichnet (Messintervalle zwischen 10 Minuten und 2 Stunden). Die übrigen Messgrößen wurden mit periodischen Handmessungen erfasst. Diese Arbeit berücksichtigt die Daten der Jahre 2000 bis 2012. Nach verschiedenen Wintern wurden aus den Platten Bohrkern oder Bohrmehlproben entnommen und im Labor der Chloridgehalt im Beton analysiert.

Der Untersuchungsbericht von Ungricht (2008) berücksichtigt die Daten von 2000 bis Ende 2005. Die Messungen wurden anschliessend, mit gewissen Unterbrüchen, weitergeführt. Für den vorliegenden Bericht wurden die Daten bis 2012 ausgewertet, und es wurden zusätzliche Bohrkern für Chloridanalysen und die Bestimmung des Chloridmigrationskoeffizienten entnommen, die für das Forschungsprojekt AGB 2011/002 (Bisschop 2016) von zentraler Bedeutung waren. Die Methoden für die Auswertung der Daten, insbesondere die Temperaturkompensation der elektrischen Betonwiderstände und die Berechnung der freien Chloridgehalte, wurden von Ungricht (2004) übernommen.

Insgesamt wurden in den letzten 14 Jahren 65 Bohrkern und Bohrmehlproben aus den Betonplatten entnommen, hauptsächlich für die Bestimmung von Chloridprofilen. Die letzte Probenahme erfolgte 2013 (Abb. 10). Mit dieser Kampagne war ein Datensatz an Chloridprofilen mit Expositionszeiten von 1.5, 2.5, 3.5, 4.4, 12 und 12.8 Jahren vorhanden.

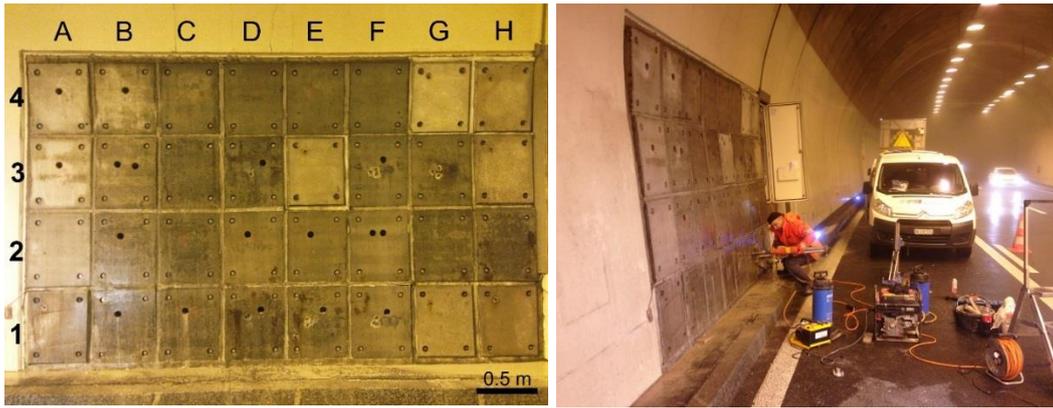


Abb. 10 Bohrkernentnahme 2013. Bei den Platten H1/G1/A1/H3/H4/G4/E3 handelt es sich um neue Betonplatten, die als Ersatz erst 2012 eingebaut wurden.

2.5 Plattenausbau 2012

Nebst der Weiterführung der automatischen und händischen Messungen wurden nach rund 12 Jahren, d.h. im Frühjahr 2012, sieben ausgewählte Platten ausgebaut und durch neue Platten ersetzt (Abb. 11). Es handelt sich dabei um die Platten H1, H3 und H4 (Referenzbeton), G1 und G4 (w/z 0.35), E3 (Beton mit Flugasche) sowie A1 (Referenzbeton, hydrophobiert). Für die Wahl der auszubauenden Platten wurden einige grundsätzliche Überlegungen angestellt. Es sollten keine Platten ausgebaut werden, wo kaum Korrosionsangriffe an den Bewehrungsstäben zu erwarten waren (Platten, die hauptsächlich nicht-rostende Stähle enthalten). Hingegen sollten Platten mit maximaler Variation der Höhe über dem Bankett und des w/z-Wertes gewählt werden (H1/G1 und H4/G4). Ausserdem war der Zustand einer stark beanspruchten, hydrophobierten Platte von Interesse (A1). Die Platten E3 und H3 wiesen messtechnische Probleme auf (defekte Anschlüsse), daher wurden sie ebenfalls ausgebaut.

Die neuen Ersatzplatten wurden anhand der vorhandenen alten Pläne baugleich erstellt, jedoch ohne spezielle Instrumentierung. Die Platten enthalten eine Netzbewehrung mit Durchmesser 12 mm und einer Bewehrungsüberdeckung von 35 mm. Insgesamt wurden vier Platten (Positionen H1/H3/H4/A1) mit einer Betonzusammensetzung A (CEM II/B-LL, w/z 0.45) und drei Platten (Positionen G1/G4/E3) mit einer Betonzusammensetzung B (CEM II/B-M (S-T) 42,5 R, w/z 0.50) versetzt. Damit die Bewehrung für Potenzialmessungen kontaktiert werden kann, wurden Erdungsgarnituren eingesetzt. Leider ist die Korrosionsbeständigkeit dieser Garnituren für die Exposition im Naxbergtunnel zu gering, so dass sie nach kurzer Zeit Korrosionserscheinungen aufwiesen. Zu Messzwecken können sie aber trotzdem verwendet werden. Auch für die Kontermuttern wurde zuerst ein zu niedrig legierter Stahl gewählt, so dass sie bereits nach einem Winter korrodierten. Aus diesem Grund wurden die Muttern kurzfristig ausgetauscht (Stahlqualität 1.4529).

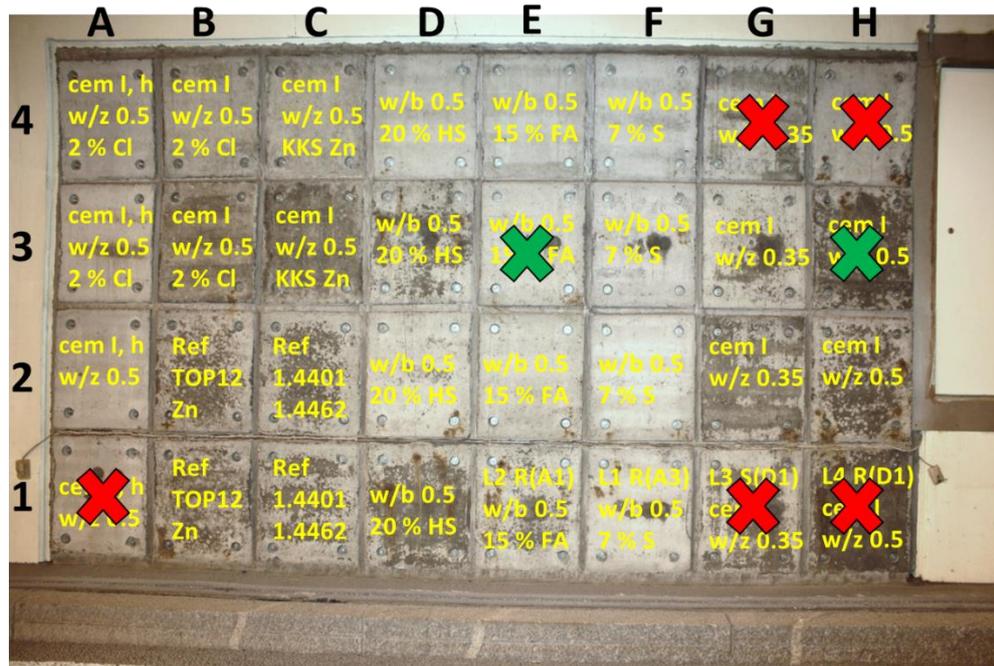


Abb. 11 Ausgewählte Platten für den Ausbau / Ersatz, Grüne Kreuze = Platten mit messtechnischen Defekten.

Der Plattenersatz verlief relativ problemlos. Nach dem Entfernen des Fugenkitts konnten die korrosionsfreien Muttern gelöst und die Platte über die Ankerstange geschoben werden. Der Zwischenraum zwischen Platten und Gewölbe war trocken und die Messleitungen waren optisch in einem guten Zustand. Auch die Steckverbindungen auf der Plattenrückseite waren in tadellosem Zustand.

Die neuen Betonplatten wurden mittels Gabelstapler und Holzkeilen in eine präzise Position gebracht, so dass sie gleichmässig über die vier Ankerstangen geschoben werden konnten. Im unteren Bereich des Versuchsstandes geschah dies ohne grössere Probleme. In der obersten Reihe ergab sich die Schwierigkeit des Verklemmens der Platten, da diese wegen der Krümmung des Gewölbes eine leichte Schiefelage haben. Die gesamten Arbeiten für den Plattenersatz inkl. neu Verfugen dauerten eine Nacht. In der Abb. 12 sind einige Arbeitsschritte fotografisch dokumentiert.



Abb. 12 Plattenausbau / -ersatz am Versuchsstand im Naxbergtunnel. Sieben Platten wurden ausgebaut bzw. ersetzt.

Im September / Oktober 2012 wurde an den sieben ausgebauten Platten Handmessungen durchgeführt. Insbesondere war die Ursache zu klären, weshalb an 2 der Platten (H3 und E3) nicht mehr gemessen werden konnte. Bei den beiden Platten mit Messstörungen wurde vermutet, dass der Bewehrungsanschluss bzw. der Stecker defekt war. Es wurde deshalb, statt über den Stecker, jeweils direkt ein Bewehrungsstab angebohrt und die Messung über diesen durchgeführt (Abb. 13). Damit konnten bei allen Platten plausible Werte gemessen werden.

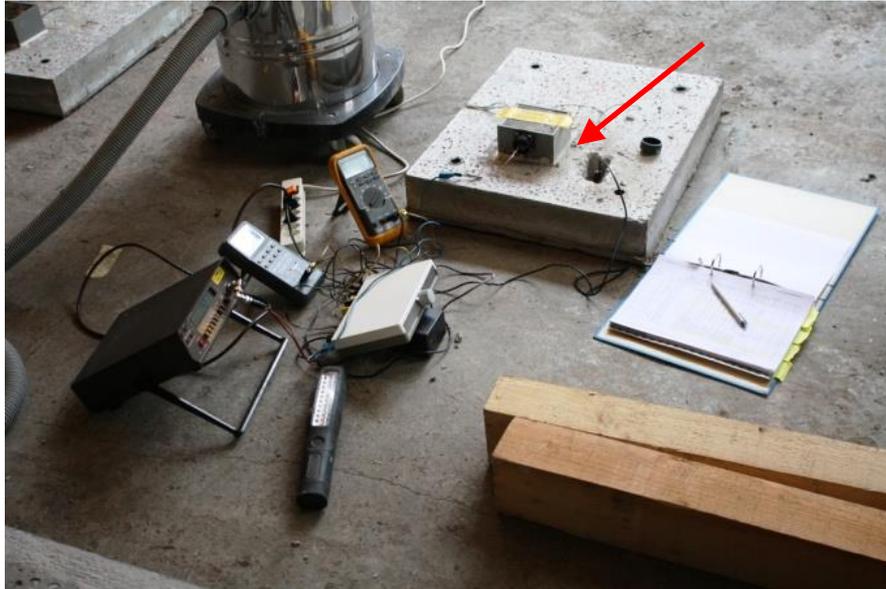


Abb. 13 Aufbau Messeinrichtung an ausgebaute Platte E3. Aufgrund eines defekten Anschlusses waren bei dieser Platte im Tunnel keine Messungen mehr möglich. Die Schlussmessung erfolgte über einen freigelegten Bewehrungsanschluss (Pfeil).

Aus jeder der ausgebauten Platten wurden sechs bis sieben Bohrkern für verschiedene Laborprüfungen gemäss nachfolgender Liste entnommen (Beispiel siehe Abb. 14):

- Chloridanalysen in Tiefenstufen: 0-5/5-10/10-15/15-20/20-25/25-30 (5 mm Stufen), 30-40/40-50/50-60/60-70/70-80/80-90/90-100 (10 mm Stufen)
- Bestimmung der Karbonatisierungstiefe
- Bestimmung des Chloridwiderstandes bzw. des Chloridmigrationskoeffizienten in chloridfreien Bohrkernabschnitten (Anhang B der Norm SIA 262/1 (2013))
- Bestimmung der Bohrkerndruckfestigkeit.

Die Fotos aller Bohrkernentnahmen an den ausgebauten Platten sind im Anhang III zusammengestellt. Der Anhang IV enthält eine Übersicht über alle durchgeführten Prüfungen.



Abb. 14 Bild links: Vorderseite der Platte H4 vor der Probenahme, Bild rechts: Entnommene Bohrkern aus der Platte H4 – Ansicht Rückseite.

2.6 Untersuchungen an ausgebauten Betonstählen

Um die Betonstähle ohne mechanische Beschädigungen ausbauen zu können, wurden die Betonplatten auf der Druckpresse stufenweise bis zum Versagen belastet. Durch das Aufbrechen des Betons konnten die Stahlstäbe ohne Beeinträchtigung aus der Platte herausgelöst werden (Abb. 15).



Abb.15 Bild links oben: Ausbau der Stahlproben mittels Druckpresse, Bild rechts oben: Druckversagen des Betons, Bild links unten: aus der Betonplatte herausgelöste, korrodierte Bewehrungsstäbe, Bild rechts unten: freigelegtes, rückseitiges Bewehrungsnetz.

Der visuelle Befund der ausgebauten Betonstahlstäbe ist im Anhang VI zusammengestellt. Zur besseren Beurteilung des Ausmasses der Korrosion wurden 30 der insgesamt 58 ausgebauten Proben an der EMPA Dübendorf mit einer inhibierten Säurelösung entrostet. Anschliessend wurde das Ausmass der Lochkorrosion wie folgt abgeschätzt:

- Ausmessen der max. Tiefe der Lochfrassstellen am Mikroskop durch Fokussieren des Lochgrundes und des Kraterrandes unter schwacher Vergrösserung (25-fach) mit Hilfe der Mikrometerskala an der Höhenverstellung des Mikroskop-Tisches (Abb. 16), total 120 Messungen
- Volumetrische Bestimmung des Abtrags durch Wägung (Präzisionswaage Mettler PJ3000) über und unter Wasser. Vergleiche mit korrosionsfreien Stäben desselben Typs ergaben den gravimetrisch bestimmten Volumen- bzw. Massenverlust infolge Lochkorrosion.

Im Weiteren wurde bei sämtlichen 58 Stahlstäben die korrodierte Fläche mittels grafischer Methode bestimmt:

- Skizzieren der Korrosionsstellen (nur Lochfrass) als Abwicklung auf einer standardisierten Vorlage. Durch Digitalisieren und Bildanalyse konnte ein prozentualer Anteil der von Korrosion betroffenen Fläche ermittelt werden (Abb. 17)

In den Tabellen der Anhänge V bis VII sind alle Ergebnisse der untersuchten Stahlproben aufgelistet.



Abb. 16 Lochfrassstelle im Betonstahl, Fokus im tiefsten Bereich, die Ränder des Lochs sind unscharf am oberen linken und unteren rechten Bildrand zu erkennen.

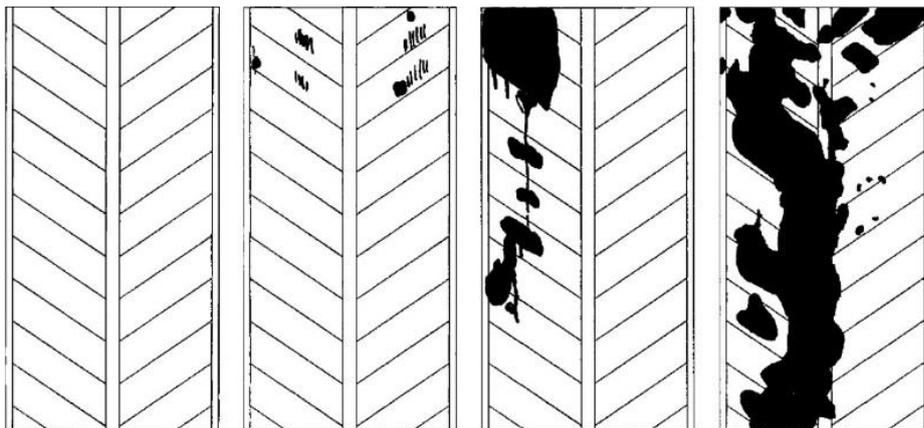


Abb. 17 Oberflächenanteil der Lochfrassstellen skizziert als Abwicklung; beispielhaft von links nach rechts keine, geringe, mittlere und starke Korrosion.

3 Ergebnisse und Auswertung

3.1 Entwicklung der Festbetoneigenschaften

Die Abb. 18 zeigt die Entwicklung verschiedener Festbetoneigenschaften (Mittelwerte) über die Zeit. Die Prüfungen an Rückstellproben (Würfel) wurden nach 28, 90, 365 und für die Parameter Chloridmigrationskoeffizient, Wasserleitfähigkeit und Kapillarporenvolumen zusätzlich nach 1000 Tagen durchgeführt.

Die Würfeldruckfestigkeiten sämtlicher Betone nehmen mit steigendem Alter als Folge der fortschreitenden Hydratation erwartungsgemäss zu. Nach einem Jahr liegen die Druckfestigkeiten der Betone mit Hüttensand (D) und Flugasche (E) sowie des Referenzbetons (H) zwischen etwa 50 und 55 N/mm². Der Beton mit Silikastaub (F) hat eine Druckfestigkeit um die 60 N/mm² und die höchste Druckfestigkeit weist der Beton mit CEM I, w/z 0.35 auf (ca. 70 N/mm²).

Die Luftpermeabilität steigt in den ersten 90 Tagen bei allen Betonen, ausser dem G-Beton, bei dem kaum Änderungen erkennbar sind, leicht an. Mit Ausnahme des D-Betons (weitere Zunahme der Luftpermeabilität), bleiben die Werte anschliessend stabil. Der H-Beton und der D-Beton weisen die höchsten Luftpermeabilitäten auf.

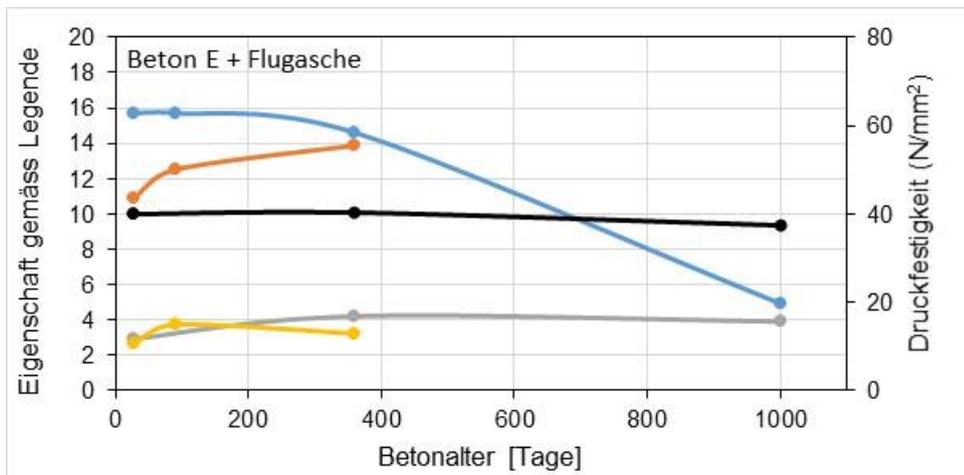
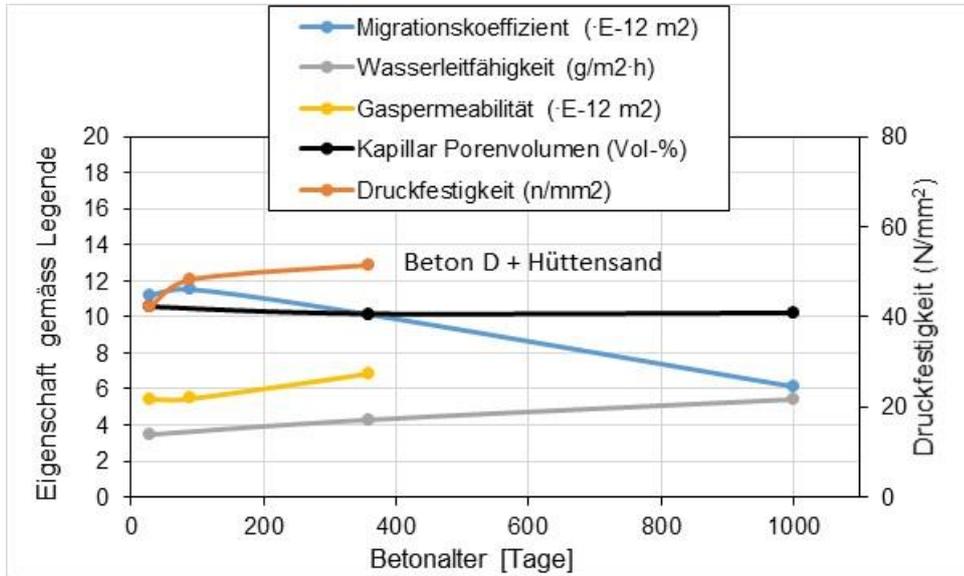
Bei der Kapillarporosität sind die Differenzen zwischen 28 und 1'000 Tagen vernachlässigbar. Der niedrigste Porengehalt wurde beim G-Beton gemessen, was mit dem tiefen w/z-Wert von 0.35 erklärt werden kann.

Die Wasserleitfähigkeit nimmt beim D-/E- und H-Beton geringfügig zu. Alle Werte liegen von Beginn an deutlich unter dem Grenzwert von 10 g/m²h gemäss SN EN 206 (2013).

Die augenfälligsten Veränderungen zeigen sich beim gemäss Norm SIA 262/1 (2013), Anhang IX, gemessenen Chloridmigrationskoeffizienten. Dieser Parameter ist eine wichtige Inputgrösse für die Modellierung des Chlorideintrages bei Betonbauteilen (Bisschop 2016). Nach 28 Tagen liegen die Chloridmigrationskoeffizienten zwischen 3 und 16·10⁻¹² m²/s, wobei nur der F- und G-Beton den Grenzwert von 10·10⁻¹² m²/s gemäss SN EN 206 (2013) unterschreitet. Mit Ausnahme des F-Betons (Zusatzstoff Silikastaub) stellt man über die Zeit generell eine Abnahme des Migrationskoeffizienten (entspricht einer Zunahme des Chloridwiderstandes) fest. Dieses als „ageing effect“ bezeichnete Phänomen hat eine grosse Auswirkung bei der rechnerischen Modellierung des Chlorideintrages oder bei Lebensdauerberechnungen, da der Chloridmigrations- bzw. Chloriddiffusionskoeffizient bei den meisten bekannten Modellen wie z.B. DuraCrete (2000) ein massgebender Inputparameter darstellt.

Als Ursachen für das zeitliche Absinken des Chloridmigrationskoeffizienten gibt es gemäss Literatur verschiedene Theorien (Andrade 2013, Bisschop 2016): (1) Veränderung der Poren-Mikrostruktur des Betons, (2) Veränderungen bei der Chloridbindung in der Zementsteinmatrix und (3) wechselnde Wasser- und Chlorideinwirkung sowie Karbonatisierung bei natürlicher Exposition. Eine zunehmende Verdichtung des Betongefüges allein reicht als Erklärung nicht aus, da sich die übrigen Transporteigenschaften (Porosität, Wasserleitfähigkeit) nicht im gleichen Mass ändern, wie der Migrationskoeffizient. Die zeitliche Zunahme des Migrationskoeffizienten beim Beton mit Silikastaub (Beton F) ist ungewöhnlich und kann nicht ohne weiteres erklärt werden. Der erste Messwert nach 28 Tagen ist im Vergleich zu den anderen Naxberg Betonen sehr viel tiefer. Eine Abschätzung aufgrund von Material- und Transporteigenschaften lassen einen Migrationskoeffizienten M_{28d} von 12.6 x 10⁻¹² m²/s erwarten (Bisschop 2016). Das Verhalten des Betons mit Silikastaub müsste durch erneute Messungen an einem identischen Beton bestätigt werden. Möglicherweise hat eine innere Mikrorissbildung infolge Schwinden zu den tiefen Migrationskoeffizienten geführt.

Hunkeler (2002) weist in seinem umfassenden Bericht zum Chloridwiderstand von Beton auf die Korrelation zwischen dem Chloridmigrationskoeffizienten und der Betondruckfestigkeit hin. Im Diagramm gemäss Abb. 19 sind die 28 und 360 Tage-Werte der Naxberg-Betone ergänzt worden. Es ist ersichtlich, dass die Messwerte, mit Ausnahme des F-Betons mit Silikastaub, gut in die bestehende Datenstruktur hineinpassen. Der deutlich tiefere Chloridmigrationskoeffizient des Betons mit Silikastaub ist jedoch plausibel, wie der Bericht von Hunkeler (2002) zeigt. Bei heutigen Betonen, wo die Gehalte an Hüttensand oder Flugasche z.T. wesentlich höher sind als bei den Naxberg Betonen, liegen die Datenpunkte ebenfalls deutlich unterhalb der Trendlinie.



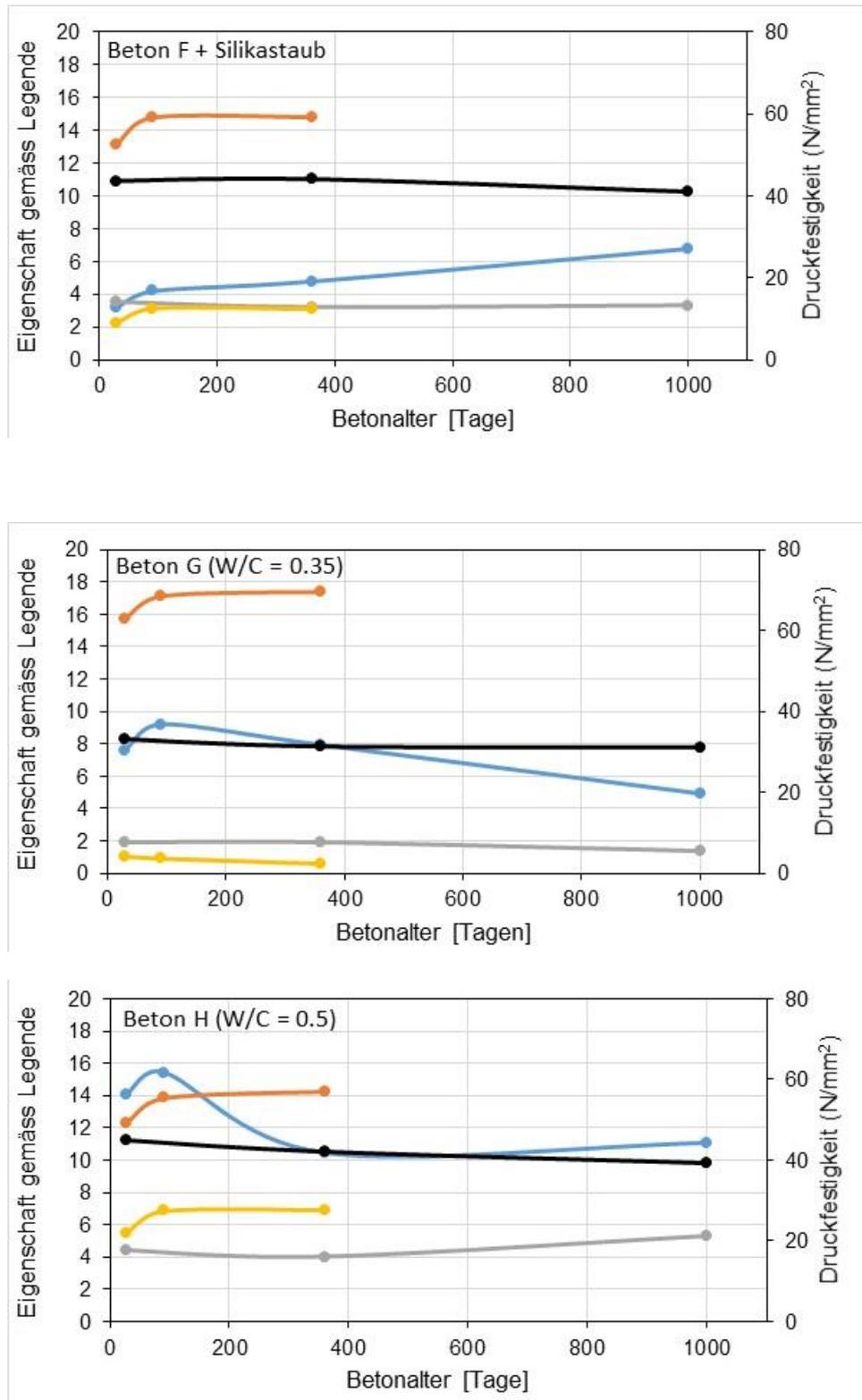


Abb. 18 Entwicklung der Festbetoneigenschaften der Naxberg-Betone über die Zeit.

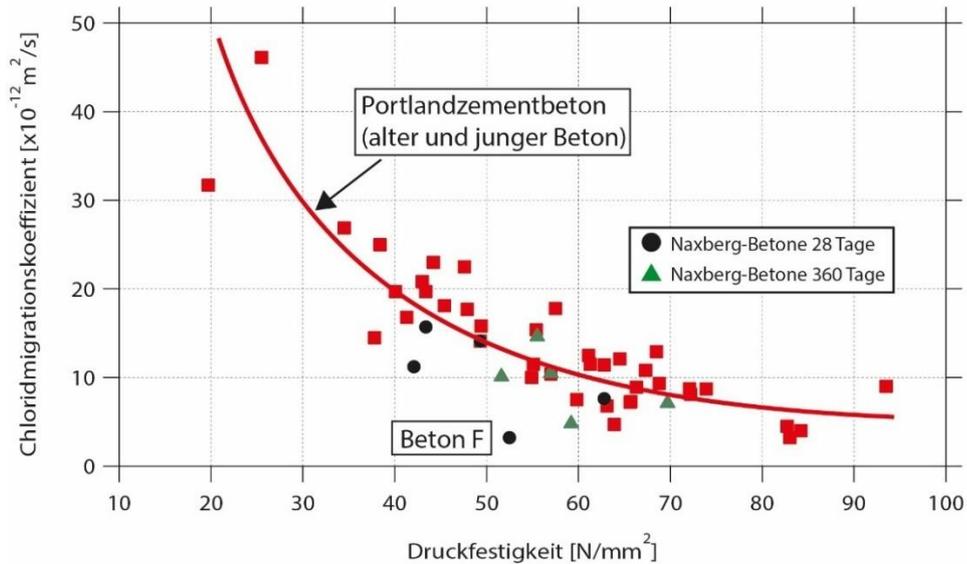


Abb. 19 Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit und Chloridmigrationskoeffizient für unterschiedliche Betonzusammensetzungen mit CEM I und die Naxberg Betone.

An den Platten H4, E3 und G4 konnte der Chloridmigrationskoeffizient nach 12 Jahren an Bohrkernen gemessen werden (Abb. 20). Dabei musste beachtet werden, dass nur chloridfreie Bohrkernabschnitte geprüft werden. Es ist ersichtlich, dass sich der Trend abnehmender Migrationskoeffizienten auch über längere Zeitperioden fortsetzt, sich mit der Zeit jedoch verlangsamt.

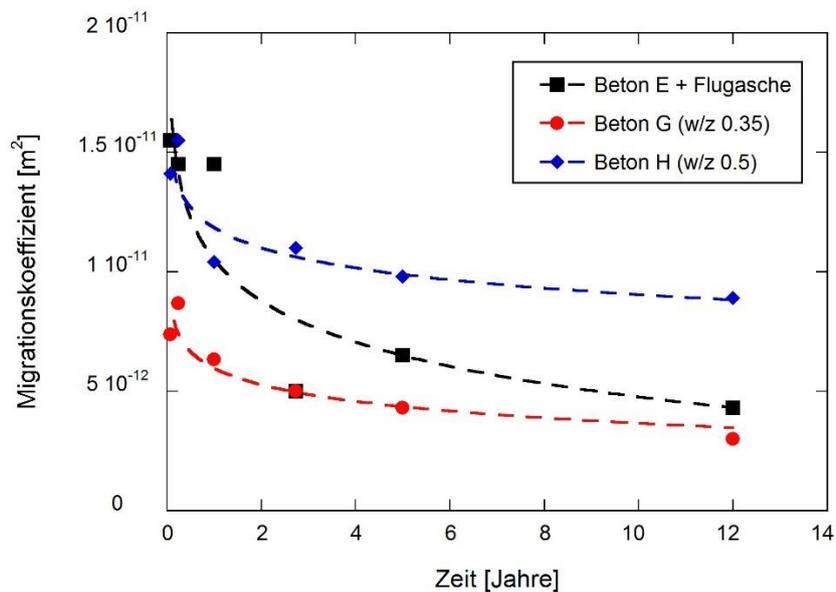


Abb. 20 Entwicklung der Chloridmigrationskoeffizienten über die Zeit der Naxbergbetone H, G und E.

3.2 Karbonatisierung des Betons

Die an den Bohrkernen gemessenen Karbonatisierungstiefen sind aus *Abb. 21* ersichtlich. Am Referenzbeton (Platten H1, H3 und H4) mit w/z 0.5 ist gut zu erkennen, dass die Karbonatisierungstiefe über die Wandhöhe deutlich zunimmt. Dies ist auf die unterschiedliche Betonfeuchtigkeit (Porensättigungsgrad) zurückzuführen. Direkt über dem Bankett ist die Beaufschlagung des Betons mit Spritzwasser und Schneeansammlungen am stärksten. Dadurch ist der Beton häufiger mit Wasser gesättigt als weiter oben, so dass nur wenig CO₂ nachdiffundieren kann, was einen langsamen Karbonatisierungsfortschritt zur Folge hat. Bei den Platten G1 und G4 ist kein Einfluss der Wandhöhe erkennbar, da die Feuchteunterschiede bei Betonen mit kleiner Porosität geringer sind (Hunkeler 2012). Bei der hydrophobierten Platte A1 ist die Karbonatisierungstiefe deutlich grösser als bei der Platte H1, obwohl der gleiche Beton verwendet wurde. Die höhere Karbonatisierungstiefe ist auf den wasserabweisenden Effekt der Hydrophobierung zurückzuführen. Durch die Imprägnierung der Betonoberfläche gelangt weniger Feuchtigkeit ins Innere des Betons, so dass das CO₂ rascher in den Beton eindiffundieren kann. Bei der Platte E3 wurde eine vergleichsweise hohe Karbonatisierungstiefe gemessen. Offensichtlich hat die Zugabe von Flugasche zu einer rascheren Karbonatisierung des Betons geführt. Dies ist in Übereinstimmung mit den Folgerungen einer ausgedehnten Studie von Lye (2015) zum Karbonatisierungswiderstand von Beton mit Flugasche.

Eine rechnerische Abschätzung der Karbonatisierungskoeffizienten nach Hunkeler (2012) für die Platten H1, H3 und H4 ergibt Werte von 0.7, 1.9 und 6.3 mm/Jahr^{0.4}. Der Koeffizient der Platte H4 ist sehr hoch, was auf den erhöhten CO₂-Gehalt der Luft im Tunnel zurückzuführen ist (Hunkeler 2016). Die Platten A1 und E3 weisen einen Koeffizienten von 3.7 mm/Jahr^{0.4} auf, der zwischen den Werten der Platten H3 und H4 liegt.

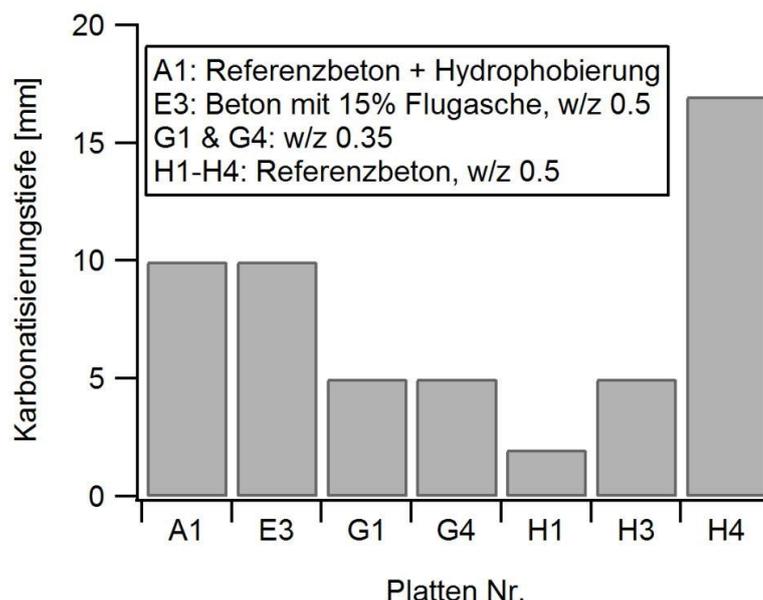


Abb. 21 Karbonatisierungstiefe gemessen an Bohrkernen aus den Betonplatten nach 12 Jahren Exposition im Naxbergtunnel.

3.3 Feuchtigkeitshaushalt der Naxberg-Betone

Ungricht (2004) hat in ihrer Forschungsarbeit umfangreiche Untersuchungen zum Feuchtigkeitshaushalt der verschiedenen Betone vom Versuchsstand im Naxbergtunnel durchgeführt. Der Wassergehalt des Betons kann durch die Messung des elektrischen Betonwiderstandes charakterisiert werden. Dieser Widerstand ist, nebst der Betonfeuchtigkeit, von der Temperatur, der Betonqualität (Dichtigkeit des Betons) und der Betonzusammensetzung abhängig. Der Einfluss der Temperatur ist besonders markant, was sich bei den täglichen Temperaturschwankungen und den saisonalen Unterschieden stark bemerkbar

macht. Bei einer Temperaturzunahme nehmen die elektrischen Betonwiderstände ab (Erhöhung der Leitfähigkeit), während sie bei kalten Umgebungsbedingungen ansteigen. Aus diesem Grund muss der Temperatureinfluss rechnerisch kompensiert werden, so dass die übrigbleibenden Veränderungen auf Feuchtewechsel zurückgeführt werden können. Die Methode für die Temperaturkompensation verwendet die Arrhenius-Gleichung (1) und ist in der Forschungsarbeit von Schiegg (2002; 2004a) ausführlich beschrieben.

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

ρ, ρ_0	spezifischer elektrischer Betonwiderstand bei T, T_0	$[\Omega m]$
T, T_0	absolute Temperatur	$[K]$
b	Temperaturkoeffizient	$[K]$

Die elektrischen Betonwiderstände wurden mittels einer speziellen Sensorleiter (Abb. 9) gemessen. Die gemessenen Widerstände sind demzufolge von der Geometrie der Sensoranordnung abhängig. Für die Berechnung der (geometrieunabhängigen) spezifischen Betonwiderstände wurden die Messwerte mit den im Labor bestimmten, vom Abstand der Oberfläche abhängigen Zellkonstanten (Formfaktoren) kompensiert (Tab. 4).

Tab. 4 Zellkonstanten für Sensorleiter

Abstand von der Oberfläche [mm]	Zellkonstante [m]
5 bis 10	0.051
10 bis 30 und 70 bis 80	0.054
30 bis 70	0.056

Die zeitliche Variation der spezifischen elektrischen Betonwiderstände ist für 5 Tiefenstufen und sämtliche Betonqualitäten des Feldversuches in Abb. 22 dargestellt. Die Messungen von Ungricht (2008) wurden fortgesetzt, so dass die aktuelle Messreihe von November 2000 bis Mai 2012 reicht. Das Messintervall beträgt 1 Stunde. Die Datensätze weisen ein paar Unterbrüche auf, die auf temporäre Ausfälle der Messtechnik und Projektunterbrüche zurückzuführen sind. Die Temperaturkompensation der Betonwiderstände wurde für den gesamten Datensatz 2000 bis 2012 neu berechnet.

Allgemein werden die Ergebnisse der ersten Jahre bestätigt. Allerdings sind die Feuchtewechsel mit zunehmender Auslagerungsdauer weniger markant als zu Beginn der Messungen. Es ergeben sich folgende Erkenntnisse:

- Bei allen Betonqualitäten zeigt sich ein ähnlicher genereller Verlauf der temperaturkompensierten spezifischen elektrischen Widerstände. Eine Ausnahme stellen die beiden hydrophobierten Platten dar, wo nur geringfügige Schwankungen der Betonfeuchtigkeit vorhanden sind.
- In den ersten Jahren sind die jahreszeitlichen Schwankungen bei den Betonen mit Zusatzstoffen ausgeprägter, als in den Betonen, die nur CEM I enthalten.
- Jährlich gibt es ein Grossereignis (12 Grossereignisse in den Jahren 2000 bis 2012), wo grössere Mengen Wasser in den Beton eingetragen und meist bis in Tiefen über 40 mm transportiert werden. Beim Beton mit CEM I und w/z 0.35 (Platten G) weisen hingegen nur die ersten beiden Tiefenstufen deutliche Schwankungen auf.
- Grossereignisse treten in den Wintermonaten bei absinkenden Temperaturen auf. Es ist daher wahrscheinlich, dass mit dem Wasser auch Chloride in den Beton hineingeschleppt werden, weil die Strassen zu dieser Zeit intensiv gesalzen werden.
- Während der warmen Jahreszeit finden keine Grossereignisse statt. Die Betonwiderstände nehmen mehr oder weniger kontinuierlich bis zum Wintereinbruch (ca. Dezember) zu.
- Beim Beton mit w/z 0.35 und bei den hydrophobierten Platten steigen die Widerstände über die Jahre im Sinne eines generellen Trends langsam an, was auf die zunehmende

Hydratation zurückgeführt werden kann. Beim Beton mit w/z 0.50 ist eher ein gegenteiliger Trend zu beobachten, der mit der zunehmenden Leitfähigkeit infolge des Chlorideintrags und die geringere Austrocknung durch hygroskopische Effekte erklärt werden kann.

- Am Ende der Messreihe sind die Widerstände im Beton mit w/z 0.35 rund einen Faktor 5 höher als im Beton mit w/z 0.50.
- Die Betonwiderstände in den Betonen mit Zusatzstoffen sind in den ersten Jahren deutlich höher als beim CEM I Beton. Dieser Unterschied bleibt zwar langfristig erhalten, die Differenzen werden aber tendenziell kleiner.
- Die stark ausgeprägten Nass-/Trocken-Zyklen nehmen in den Betonen mit Zusatzstoffen mit der Zeit ab und die Betonwiderstände in den verschiedenen Tiefenstufen nähern sich an. Beim Beton mit Flugasche erfolgt eine Umkehr des Widerstandprofils, d.h. ab ca. 2006 fallen die äusseren Widerstände unter diejenigen in grösserer Tiefe.
- Bei der hydrophobierten Platte A (Referenzbeton) steigen die Widerstände bis Ende 2005 wegen der zunehmenden Hydratation des Zementsteins kontinuierlich an. Im Winter 2005 kann ein Grossereignis beobachtet werden, bei dem die Widerstände markant absinken. Dies ist ein Hinweis darauf, dass die Hydrophobierung zu diesem Zeitpunkt temporär nicht mehr wirksam war. In den Folgejahren steigen die Widerstände langsam an. Ein Einzelereignis wie 2005 kam nicht mehr vor. Kleinere Wassereinträge können aufgrund der Daten aber nicht ausgeschlossen werden.
- Das mittlere Widerstandsniveau der hydrophobierten Platte A3, wo dem Anmachwasser bei der Herstellung des Betons Chloride beigemischt wurden, ist deutlich tiefer als beim Beton ohne die Zugabe von Chloriden. Dies zeigt, dass der Chloridgehalt einen nicht vernachlässigbaren Einfluss auf den elektrischen Betonwiderstand hat. Bei der Platte A3 sind keine Grossereignisse erkennbar, was auf eine hohe Wirksamkeit der Hydrophobierung hinweist.

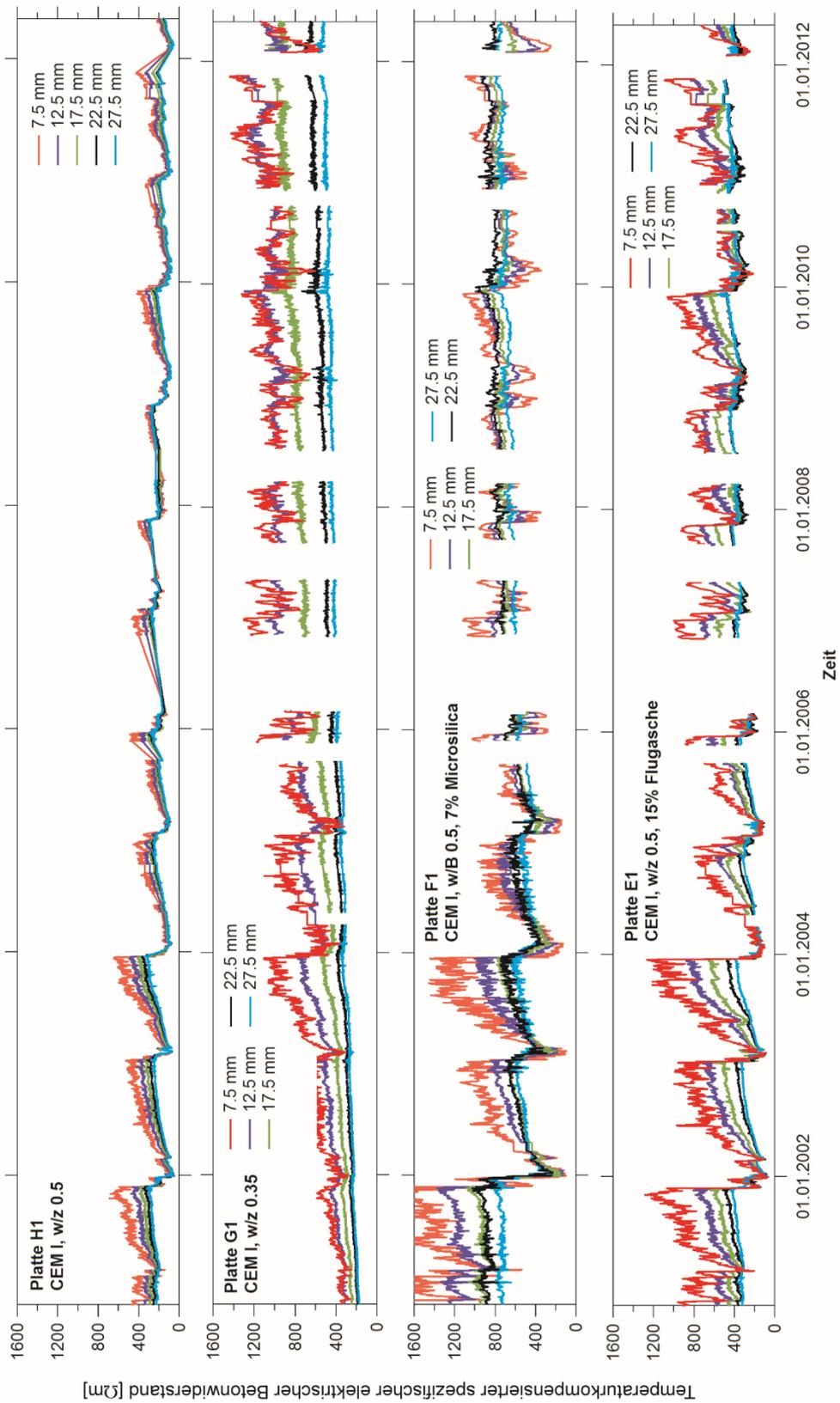


Abb. 22 Zeitlicher Verlauf der temperaturkompensierten, spezifischen elektrischen Betonwiderstände für die Platten H1, G1, F1 und E1

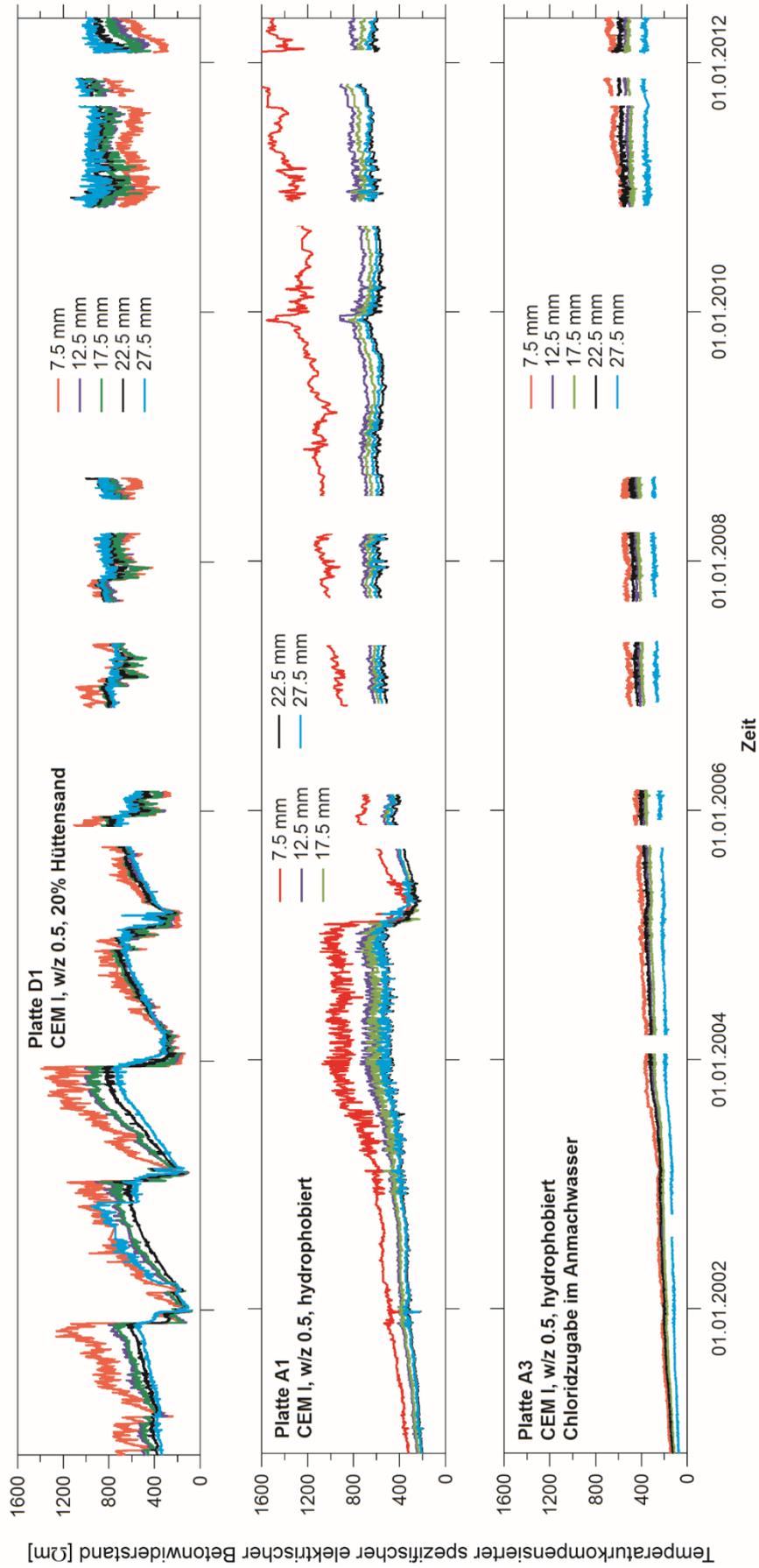
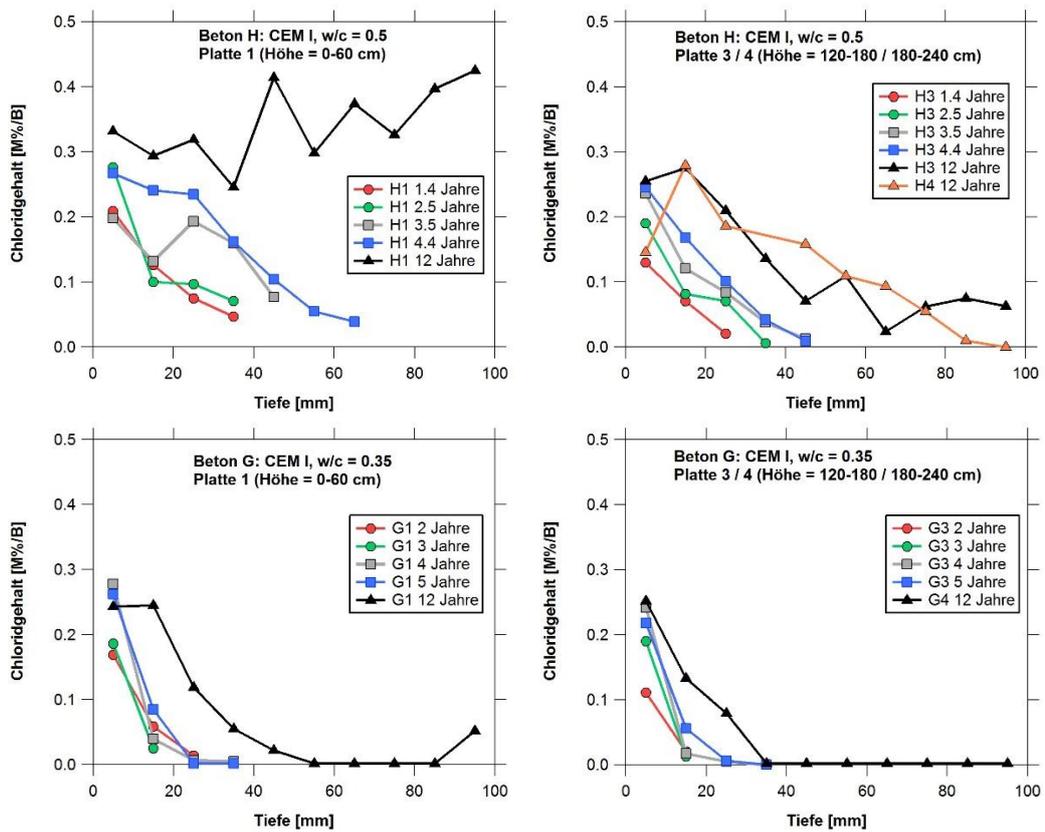


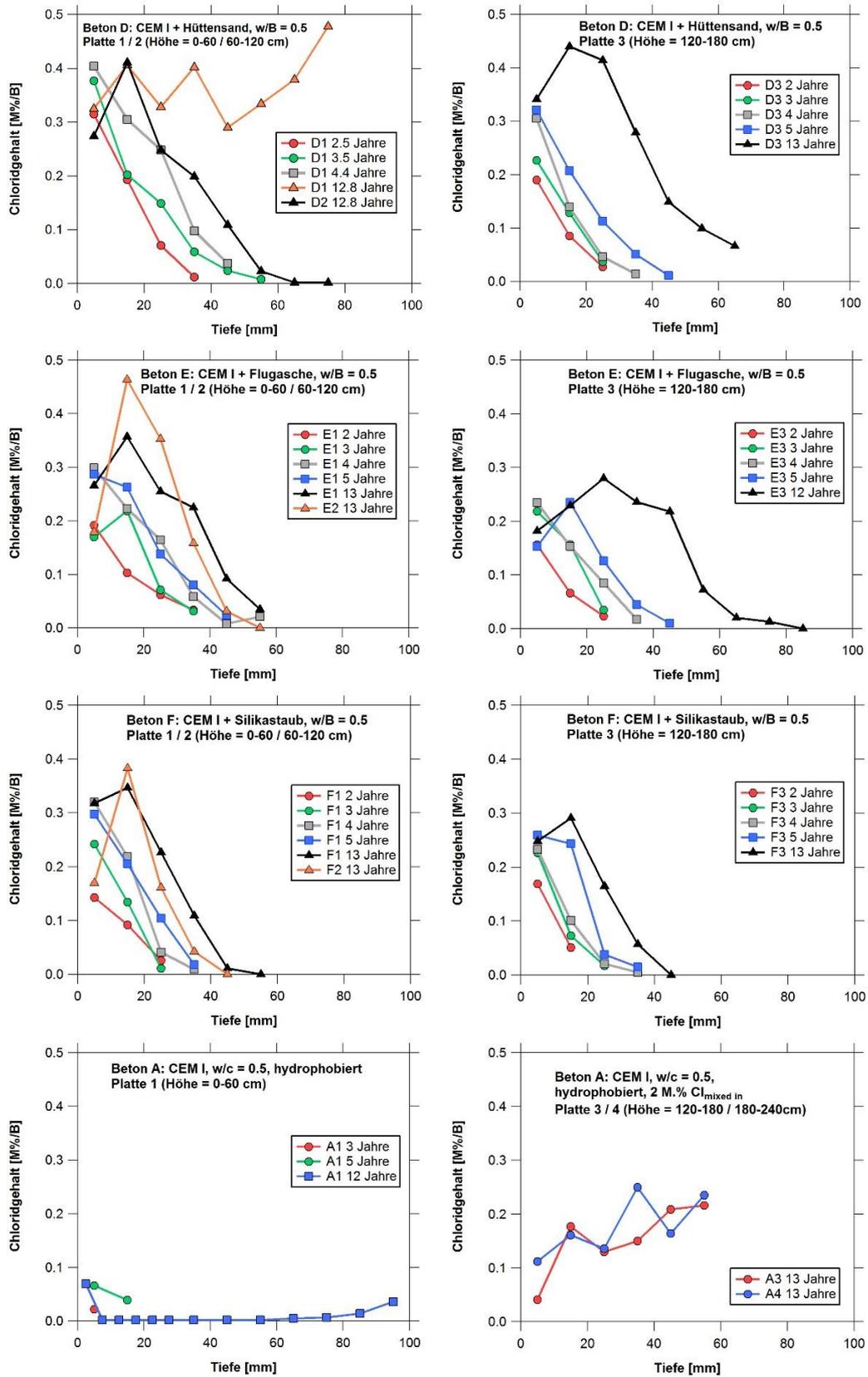
Abb. 22 Zeitlicher Verlauf der temperaturkompensierten, spezifischen elektrischen Betonwiderstände für die Platten D1, A1 und A3

3.4 Chloridgehalt im Beton

Der in die Tunnelwand integrierte Versuchsstand im Naxbergtunnel wird während den Wintermonaten mit salzhaltigem Spritzwasser und Sprühnebel von den Fahrzeugen beaufschlagt (häufige Nass-Trocken-Zyklen). Ausserdem liegen regelmässig Schneeeinsammlungen auf dem Bankett, die über die unterste Plattenreihe reichen. Wie die Untersuchungen von Ungricht (2004) und Schiegg (2004a) gezeigt haben, werden Wasser und darin gelöste Chloride bei speziellen klimatischen Bedingungen durch Einzelereignisse (ca. 1 bis 2 Mal pro Winter) in den Beton eingetragen. Dabei baut sich im Laufe der Zeit ein Chloridprofil auf. Da zu verschiedenen Zeitpunkten der Chloridgehalt im Beton analysiert wurde, kann die Entwicklung des Chloridprofils über die Zeit verfolgt werden.

Abb. 23 zeigt alle gemessenen Chloridprofile der Betonplatten des Versuchsstandes. Die Chloridkonzentrationen beziehen sich aus Gründen der Vergleichbarkeit auf das Betongewicht und nicht auf den Zement- bzw. Bindemittelgehalt. Bei Bedarf können die Werte in M%/Z umgerechnet werden. Für den Referenzbeton (H-Platten) ist ein Umrechnungsfaktor von 8,2, für die G-Platten 6,5, die F-Platten 8,2, die E-Platten 8,0 und die D-Platten 8,2 zu verwenden. Bisher nicht beprobt wurden die Platten H2, G2, F4, E4, D4, C2/3/4, B4 und A2. Die C-Platten bestehen aus dem gleichen Beton wie die H-Platten (Referenzbeton). Es sind deshalb vergleichbare Ergebnisse zu erwarten.





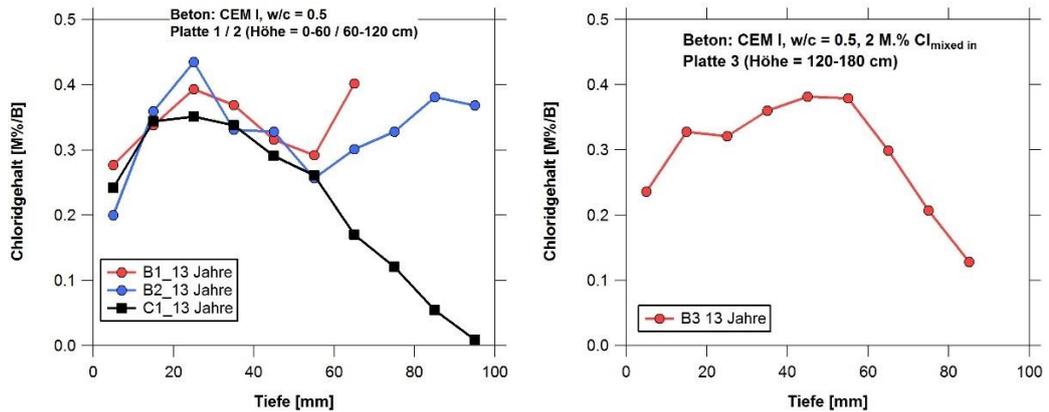


Abb. 23 Chloridprofile der Naxberg Betone, nach 1.4 bis 13 Jahren Exposition.

Bei der Platte H1 beträgt der Chloridgehalt nach zwei Wintern in 30 mm Tiefe rund 0.06 M%/B, was ungefähr der lochfrassauslösenden, kritischen Konzentration entspricht. Drei Jahre später hat der Chloridgehalt bezüglich Gesamtmenge und Tiefe markant zugenommen. Auf Höhe der gemäss Norm SIA 262 (2013) geforderten Bewehrungsüberdeckung c_{nom} von 55 ± 10 mm ist der kritische Chloridgehalt überschritten. Nach 12 Jahren ist die Betonplatte über ihre gesamte Dicke stark versalzen (Chloridgehalte um 0.35 M%/B). Auch bei den Platten H3 (1.20-1.80 m über Bankett) und H4 (1.80-2.40 m über Bankett) sind die Chloridgehalte hoch und tiefreichend. Der Gesamtgehalt ist jedoch etwas tiefer als bei der Platte H1. Sogar bei der Platte H4 wurden über die gesamte Plattenstärke Chloride nachgewiesen.

Die deutlich geringeren Chloridgehalte in der Platte G1 zeigen den Effekt des tiefen w/z-Wertes von 0.35 (höhere Dichtigkeit des Betons). Die Chloridprofile sind generell steiler und weniger tiefreichend. Trotzdem haben die Chloride die Tiefe der normkonformen Bewehrungsüberdeckung erreicht. Weiter fällt auf, dass der Chloridgehalt nach 12 Jahren an der gewölbeseitigen Plattenoberfläche wieder ansteigt. Dies ist darauf zurückzuführen, dass Wasser an der Plattenrückseite verdunstet und dadurch Chloride nachgezogen werden, die sich in Oberflächennähe allmählich aufkonzentrieren.

Bei diversen Chloridprofilen der oberen Betonplatten sind in den ersten 20 mm Tiefe erkennbare Profil-Maxima vorhanden. Die Ursache solcher Maxima ist vermutlich auf die Karbonatisierung des Betons sowie auf Auswaschungseffekte im oberflächennahen Beton zurückzuführen. Bei den untersten Platten fehlen solche Maxima in vielen Fällen, was auf die geringere Karbonatisierungstiefe zurückzuführen ist.

Beim Beton mit Hüttensand kann ein mit dem Referenzbeton vergleichbarer Chlorideintrag beobachtet werden. Die Chloridprofile nach 3 und 5 Jahren sind jedoch deutlich steiler als beim Referenzbeton. Nach 13 Jahren weist die gesamte Platte einen sehr hohen Chloridgehalt um 0.35 M%/B auf (Sättigungskonzentration).

Die Chloridprofile des Betons mit Flugasche sind mit denjenigen des Betons mit Hüttensand vergleichbar. Hingegen sind die Chlorideinträge beim Beton mit Silikastaub geringer bzw. deutlich weniger tiefreichend. Der Beton mit Silikastaub verhält sich bezüglich Chlorideintrag fast so gut wie der CEM I Beton mit w/z 0.35.

Die Hydrophobierung auf der Platte A1 zeigt während der gesamten Beobachtungsperiode von 12 Jahren eine gute Wirksamkeit. Die Chloridgehalte sind generell gering. Nur in unmittelbarer Nähe der Oberfläche sind leicht erhöhte Gehalte vorhanden. Wie bei der Platte G1 ist an der rückseitigen Plattenoberfläche ein leichter Anstieg der Chloridkonzentration erkennbar, der mit den oben erwähnten Verdunstungseffekten erklärt werden kann.

Die Chloridprofile in den Platten A3 und A4 (hydrophobierter Beton mit 2 M% Chloride in der vorderen Plattenhälfte) sind sehr ähnlich. Der Chloridgehalt in Plattenmitte (ca. 0.25 M%/B) entspricht in etwa der Ausgangskonzentration. Gegen die fahrbahnseitige Betonoberfläche sinkt der Chloridgehalt auf 0.03 bzw. 0.1 M%/B ab. Da der Chlorideintrag durch

Schnee und Spritzwasser wegen der Hydrophobierung gering ist, muss ein Teil der Chloride aus der vorderen, vorversalzten Plattenhälfte in den anfänglich chloridfreien, hinteren Plattenteil eingewandert sein. Wie die Platten A1 (hydrophobiert) und G1 zeigen, werden die Chloride durch die gesamte Plattenstärke transportiert. Damit die Umverteilung der Chloride besser beurteilt werden kann, sollte in den nächsten Jahren eine Beprobung der hinteren Hälften der Platten A3 und A4 durchgeführt werden. Umverteilungen von Chloriden sind im Hinblick auf Instandsetzungen, bei denen ein Vorsatzbeton auf einen Altbeton mit erhöhtem Restchloridgehalt aufgebracht wird, nicht zu unterschätzen, weil bei grösseren Chloridmengen im Altbeton unter Umständen Korrosion an der Bewehrung im neuen Vorsatzbeton ausgelöst werden kann. Zur Umverteilung von Chloriden nach einer Instandsetzung wurden von Ungricht (2007) ausführliche Untersuchungen in den Galerien Güetli und Wilerplanggen an der N2 bei Wassen durchgeführt.

Da von 2000 bis 2013 zu verschiedenen Zeitpunkten Chloridprofile in den Betonplatten analysiert wurden, kann der zunehmende Chlorideintrag auf einer bestimmten Tiefenstufe aus den Chloridprofilen herausgelesen und grafisch dargestellt werden. *Abb. 24* zeigt den ansteigenden Chloridgehalt in einer Tiefe von 30 mm für verschiedene Betonplatten in unterschiedlicher Höhe über dem Bankett. Beispielsweise nimmt der Chloridgehalt in der Platte H1 zwischen dem 2. und 4. Jahr nach Expositionsbeginn um mehr als das Doppelte zu. Mit zunehmender Einwirkungsdauer verlangsamt sich der Chloridanstieg deutlich, was auch bei anderen Betonzusammensetzungen beobachtet werden kann. Mit Ausnahme des flugaschehaltigen Betons, bei dem sich der Chlorideintrag in der Platte E1 und E3 nur unwesentlich unterscheidet, ist auf der Höhe 120-180 cm über Bankett erwartungsgemäss ein langsamerer Chloridanstieg festzustellen. Der geringste Chloridgehalt nach 12 Jahren wurde in den G-Platten gemessen. Die steilsten Kennlinien weist der Beton mit 20% Hüttensand auf.

In einem nächsten Schritt kann durch Anlegen von Tangenten der maximale, jährliche Chlorideintrag auf 30 mm Tiefe bestimmt werden. Die Ergebnisse sind ebenfalls aus der *Abb. 24* ersichtlich. In der untersten Plattenreihe direkt über dem Bankett liegen die grössten jährlichen Chlorideinträge zwischen 0.009 (CEM I, w/z 0.35) und 0.073 M%/B (CEM I + Hüttensand, w/z 0.5). Beim Referenzbeton liegt diese Konzentration bei 0.055 M%/B, was ungefähr einem Wert von 0.45 M%/Z entspricht.

Generell zeigen der Referenzbeton, der Beton mit Flugasche und der Beton mit Hüttensand ein ähnliches Verhalten, während die Kurven beim Beton mit w/z 0.35 und beim Beton mit Silikastaub deutlich flacher sind. Obwohl das füllbare Porenvolumen beim Beton mit Silikastaub etwa gleich gross ist wie beim Referenzbeton, nimmt der Chloridgehalt in 30 mm deutlich langsamer zu. Dies kann mit einer feineren Porenstruktur (kleinere Porenradien), die vom Silikastaub begünstigt wird und die Wasseraufnahme verlangsamt, erklärt werden. Dies gilt auch für Betone, mit tiefen w/z-Werten, wo bezüglich Transporteigenschaften kein leistungsfähiges Netz an gröberen Kapillarporen vorhanden ist.

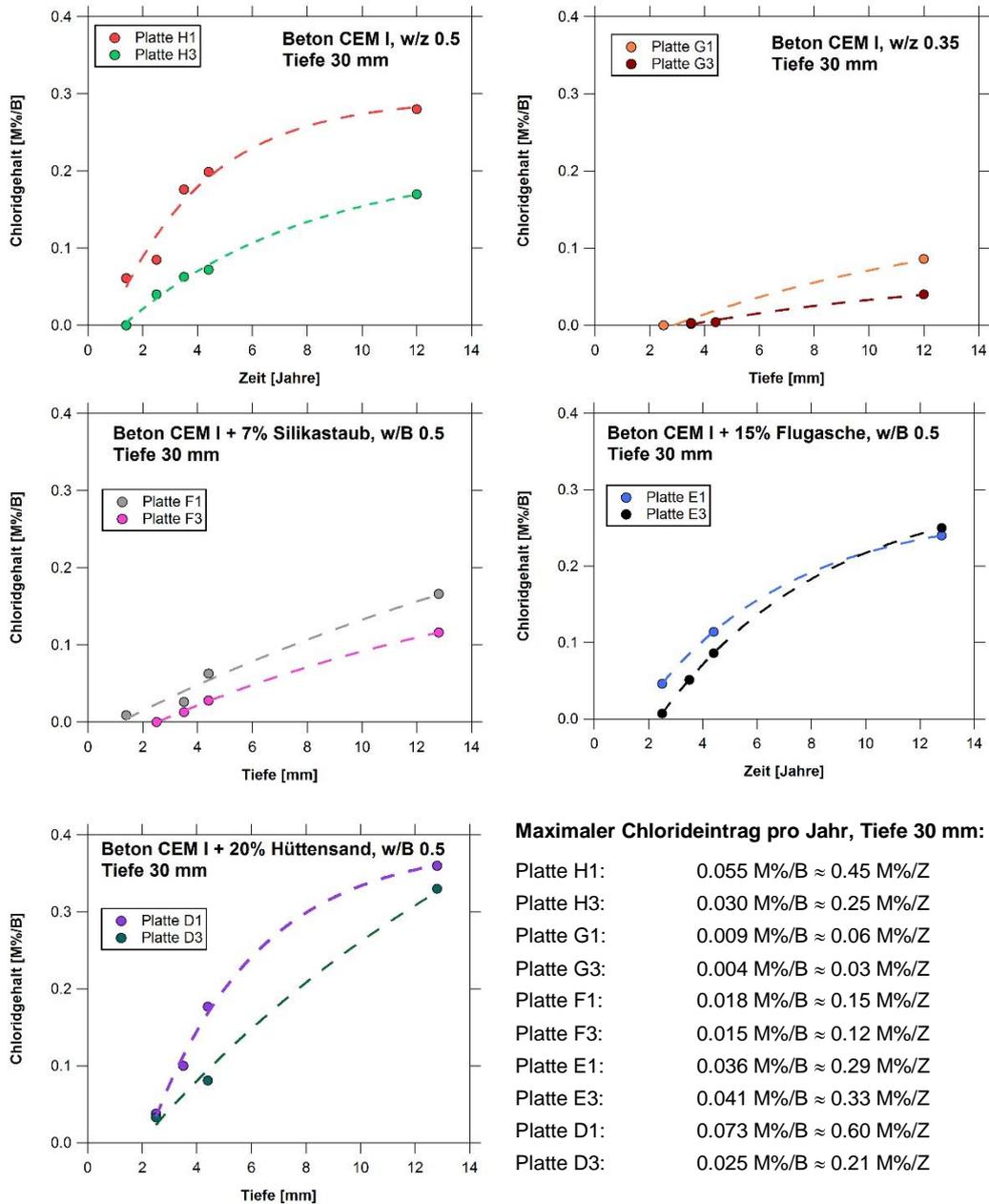


Abb. 24 Zeitlicher Anstieg des Chloridgehaltes auf 30 mm Tiefe der Naxberg Betone. Der Chloridgehalt auf 30 mm Tiefe wurde aus den Chloridprofilen herausgelesen.

3.4.1 Freier Chloridgehalt im Porenwasser

Für die Auswertung der mittels der Chloridsensoren (Ag/AgCl ionenselektive Elektrode) gemessenen freien Chloridgehalte im Porenwasser wird auf die Arbeiten von Ungricht (2004 und 2008) verwiesen. Der Vollständigkeit halber sind die zeitlichen Verläufe der Chloridkonzentrationen (Tiefenstufen 10, 15 und 20 mm) bis ins Jahr 2012 für die Betonplatten H1, G1, F1 und E1 im Anhang XIII dargestellt.

Mit Ausnahme der Platte H1 steigen die Chloridkonzentrationen mehr oder weniger kontinuierlich an. Dabei werden beim äussersten Sensor erwartungsgemäss die höchsten Konzentrationen und in grösseren Tiefen abnehmende Konzentrationen gemessen (Profil). Bei den reinen CEM I Betonen (H1 und G1) bleiben die Konzentrationen unter 1 Mol/l. Die höchsten Gehalte bis rund 4 Mol/l werden bei der Platte F1 gemessen.

Wie die Abschätzungen von Ungricht (2004) zeigen, werden im Normalbeton bis zu einem Gesamtchloridgehalt von ca. 1.3 M%/Bindemittel etwa 60 bis 70% der Chloride gebunden. Für den Beton mit Flugasche sind es sogar 80%. Aufgrund der Messwerte werden im Beton mit Silicastaub am wenigsten Chloride gebunden (ca. 50%). In Seguí (2016) wurde der Einfluss anderer Ionen (z.B. Sulfat, Fluorid) auf die Zuverlässigkeit der Ag/AgCl-Elektrode untersucht. Es wird u.a. darauf hingewiesen, dass die Anwesenheit von Sulfiden in Betonen mit Hüttensand (D-Platten) zu falschen Messergebnissen führen kann.

Ebenfalls zu beachten sind ohmsche Spannungsfälle in stromdurchflossenen Elektrolyten. Bei der Korrosion von isolierten Bewehrungsstäben fliesst ein Strom vom Stahlstab zum rückseitigen Bewehrungsnetz (Kathode), was zu einem Spannungsfall im Beton führt. Sind die Referenzelektrode und/oder der Chloridsensor zwischen Korrosionsstelle (Anode) und Kathode platziert, bewirkt der Spannungsfall eine Verfälschung der Potenzialmessung, so dass die berechnete Chloridkonzentration fehlerhaft sein kann. Aus diesem Grund sollten Chloridsensoren in Beton angewendet werden, wo die Anwesenheit elektrischer Felder ausgeschlossen werden kann.

3.5 Chloridinduzierte Bewehrungskorrosion – Initiierung und Korrosionsfortschritt

3.5.1 Genereller Korrosionszustand der Versuchsplatten

Die vorherrschende Korrosionsart an spritzwasserbelasteten Tunnelwänden ist die chloridinduzierte Korrosion, die zu Lochfrassangriffen an der Bewehrung führt. Im Gegensatz zur Korrosion infolge Karbonatisierung des Betons sind die Folgen von Lochkorrosion an der Betonoberfläche erst zu einem späten Zeitpunkt erkennbar. Der Grund liegt darin, dass keine flächigen Rostschichten an der Stahloberfläche entstehen, die wegen ihres grossen Volumens bereits nach kurzer Zeit zu Rissbildungen und Betonabplatzungen führen. Trotzdem sind auch bei Lochfrass im Laufe der Zeit Hinweise für Korrosion an der Betonoberfläche sichtbar. In vielen Fällen treten dunkle Verfärbungen, Rostflecken und, nach längerem Schadenfortschritt, auch Rissbildungen und Betonabplatzungen auf (*Abb. 25*).



Abb. 25 Verfärbungen, Rostflecken und Rissbildungen an der Platte H2 nach 12 Jahren Exposition.

Anfang 2011 wurde der Zustand sämtlicher Platten visuell aufgenommen und fotografisch dokumentiert. *Abb. 26* zeigt eine Übersicht des Versuchsstandes nach rund 11 Jahren Exposition im Naxbergtunnel. Für weitere Details ist im Anhang VIII jede Platte des Versuchsstandes einzeln abgebildet.

Die unteren drei H-Platten (Referenzbeton) weisen die dunkelsten Verfärbungen des Betons auf. Zudem sind viele Rostflecken, auch im untersten Teil der Platte H4, erkennbar. Die Rostflecken konzentrieren sich generell in den Randbereichen der Platten, weil dort die Bewehrungsstahlsensoren angeordnet sind. Bei den G-Platten (Beton mit CEM I, w/z 0.35) sind die Verfärbungen etwas geringer. Rostflecken sind nur an der Platte G2 vorhanden. Die F-Platten (Beton mit Silikastaub) weisen praktisch keine Verfärbungen auf (bei den dunklen Stellen handelt es sich um reprofilierte Bohrlöcher). Die H-Platten aus Referenzbeton, die Platten mit Silikastaub, Flugasche und Hüttensand sind allesamt in einem schadhafte Zustand, und es sind Rostflecken auf der Oberfläche vorhanden. Bei den G-Platten mit w/z-Wert 0.35 ist die Korrosivität deutlich geringer, d.h. es sind kaum Anzeichen von Korrosion vorhanden. Keine Schäden zeigen die hydrophobierten Platten (A) und die Platten C1 und C2 mit Stahlproben aus nichtrostendem Betonstahl (Stahlqualitäten 1.4401 und 1.4462). Die Platten B1 und B2 enthalten verzinkte Stähle und den nichtrostenden Stahl Top12 (≈ 1.4003). Bei diesen Platten sind zwar auch Rostflecken vorhanden, das Ausmass der sichtbar schadhafte Bereiche ist jedoch geringer, als bei den vergleichbaren Platten H1 und H2.

Mit der *Abb. 27* wurde versucht, den Korrosionszustand der Platten im Sinne einer Übersicht zu klassifizieren. Es ist ersichtlich, dass die H-/F-/E- und D-Platten, abgesehen von der Platte E4, allesamt Rostflecken aufweisen, d.h. ein deutlicher Korrosionsfortschritt erkennbar ist. Die G-Platten weisen zwar relativ starke Verfärbungen auf, Rostflecken sind jedoch nur bei der Platte G2 sichtbar. Die Platten C1 und C2, die nichtrostenden Betonstähle enthalten, zeigen an der Oberfläche keine Auffälligkeiten. Dies gilt auch für die Platte C4, wo der Betonstahl durch ein verzinktes Bewehrungsnetz vor Korrosion geschützt wird. Die gleichartige Platte C3 weist hingegen ein paar Rostflecken auf, was zumindest bereichsweise auf einen Verlust der Schutzwirkung des Zinks schliessen lässt. Bei den Platten B3 und B4 (Beton mit Chloridzugabe während der Herstellung) zeigt sich ein ähnliches Bild. Die etwas tiefer liegende Platte B3 hat Rostflecken, während bei der Platte B4 keine solchen Anzeichen vorhanden sind. Die Platten B1 und B2, welche nur wenige Rostflecken aufweisen, können einer mittleren Korrosivitätsklasse zugeordnet werden. Bei den hydrophobierten A-Platten sind, wie oben bereits erwähnt, keine Rostflecken erkennbar.

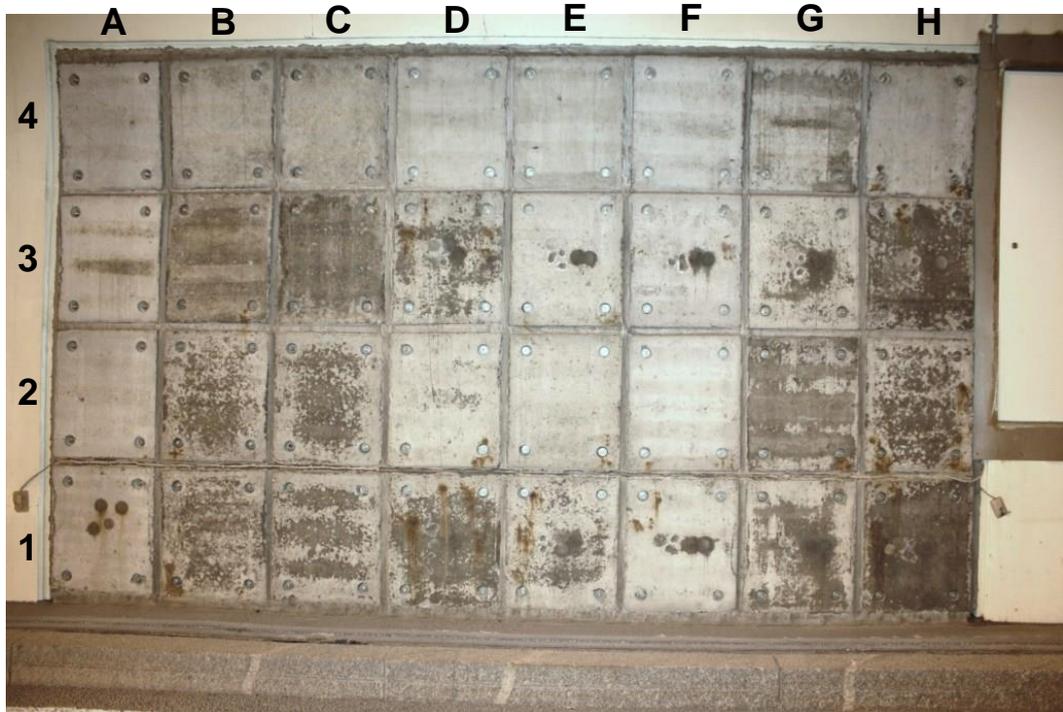


Abb. 26 Versuchsstand 2011, die dunklen Verfärbungen an einem Teil der Platten weisen auf eine verstärkte Durchfeuchtung des Betons hin. In vielen Fällen sind auch Rostflecken sichtbar.

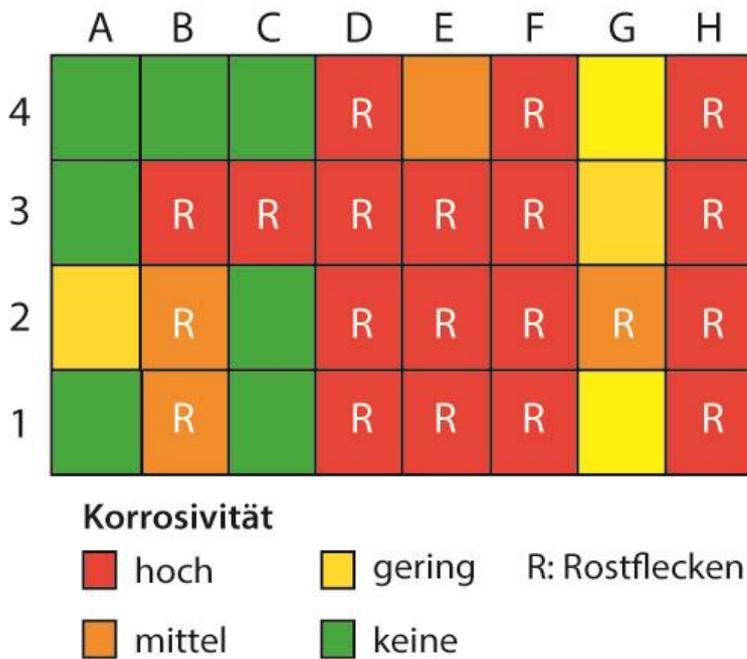


Abb. 27 Visuelle Beurteilung des Korrosionszustandes der Versuchsplatten nach 11 Jahren Exposition im Naxbergtunnel

3.5.2 Korrosionspotenzial der Bewehrung

Die Korrosionspotenziale wurden gemäss MB SIA 2006 (2013) zu verschiedenen Messzeitpunkten mit einer Einzelelektrode (Kupfer/Kupfersulfat-Referenzelektrode CSE) im Raster 10 x 10 cm auf allen Platten gemessen. Während der Messung waren sämtliche Stahleinlagen miteinander verbunden (entspricht dem normalen Zustand), was die Interpretation der Ergebnisse erschwert, da potenzialbestimmende Effekte auftreten können (z.B. aktive Verzinkung oder starker Lochfrass an Bewehrungsstäben). Es ist zu beachten, dass anhand des Korrosionspotenzials keine Aussagen über die Korrosionsgeschwindigkeit gemacht werden können. Die *Abb. 28* zeigt das mittlere Korrosionspotenzial jeder Betonplatte im Jahr 2010. Die Werte liegen zwischen -137 (Platte A2) und -603 mV_{CSE} (Platte H1). Zum besseren Verständnis der Resultate kann die *Abb. 28* mit den *Abb. 26* und *Abb. 27* verglichen werden.

Bei den H-Platten (CEM I, w/z 0.5) wird das Potenzial von unten nach oben positiver, wie dies bei Tunnelwänden üblich ist. Die Platte H1 weist ein stark negatives Potenzial auf, was auf intensive Korrosion am Betonstahl und eine starke Durchfeuchtung des Betons schliessen lässt. Auf einer Höhe von mehr als 2 m über dem Bankett sind die Angriffe und die Betonfeuchtigkeit geringer, was positivere Potenziale zur Folge hat.

Bei den G-Platten (CEM I, w/z 0.35) sind die Potenziale, mit Ausnahme der Platte G4, generell positiver als bei den H-Platten. Dies kann mit der höheren Dichtigkeit des Betons, bzw. der geringeren Betonfeuchtigkeit und des geringeren Ausmasses der Korrosion erklärt werden. Wie die Untersuchungen des Korrosionsgrades der Bewehrung gezeigt haben (Kap. 3.5.4), waren bei der Platte G4 an den zwei äussersten Bewehrungsstäben Korrosionsangriffe vorhanden (*Abb. X-8* im Anhang X).

Die mittleren Potenziale bei den F-Platten (Beton + Silikastaub) verhalten sich unter Berücksichtigung der Höhe über dem Bankett unregelmässig. Bei der Platte F3 handelt es sich bezüglich Instrumentierung um den Typ D, d.h. diese Platte enthält (aktive) verzinkte Betonstähle, was die Potenzialabsenkung erklärt.

Bei den E- und D-Platten (Flugasche- bzw. Hüttensand-Beton) nehmen die Potenziale von unten nach oben zu und sind von der Grössenordnung her vergleichbar. Die Werte sind

jedoch deutlich positiver als bei den H-Platten. Hauptgrund dürfte die höhere Dichtigkeit dieser Betonsorten sein (vgl. Kenngrössen der Dauerhaftigkeit gemäss Kap. 3.1).

Die Platten C1 und C2 weisen ein stark negatives Potenzial auf, obwohl sie strassenseitig ausschliesslich nichtrostende Betonstähle 1.4401 und 1.4462 enthalten. Grund dürften die Korrosionsangriffe am rückseitigen Bewehrungsnetz sein (analog H- und teilweise E-Platten). Eine endgültige Bestätigung kann jedoch erst beim Ausbau der beiden Platten geliefert werden. Die Platten C3 und C4 enthalten je eine Matte aus Betonstahl (strassenseitig) und verzinktem Betonstahl (rückseitig). Die Platte C3 zeigt eine hohe Korrosivität, während bei der Platte C4 an der Betonoberfläche keine Hinweise auf Korrosion vorhanden sind.

Die Platten B1 und B2 weisen stark negative Potenzialwerte auf, was hauptsächlich auf die verzinkten und korrodierenden Betonstähle zurückzuführen ist. In der Platte B3 sind ebenfalls korrodierende Betonstähle vorhanden, was in der *Abb. 27* ersichtlich ist. Bei der Platte B4 sind hingegen keine visuellen Anzeichen für Korrosionsangriffe vorhanden.

Die Platten A1 und A2 besitzen auf ihrer Oberfläche eine wirksame Hydrophobierung (siehe Kap. 3.3). Wie die Untersuchungen des Korrosionsgrades der Bewehrungsstäbe aus der Platte A1 gezeigt haben (siehe Kap 3.5.4), sind lediglich an den äussersten beiden Stäben lokale Korrosionsangriffe vorhanden. Aufgrund der Potenzialwerte dürfte sich die Bewehrung in der Platte A2 im passiven Zustand befinden. Die Platten A3 und A4, wo Chloride dem Anmachwasser zugegeben wurden, verhalten sich analog wie die Platte C4 (gleiche Vorbehandlung, aber ohne Hydrophobierung).

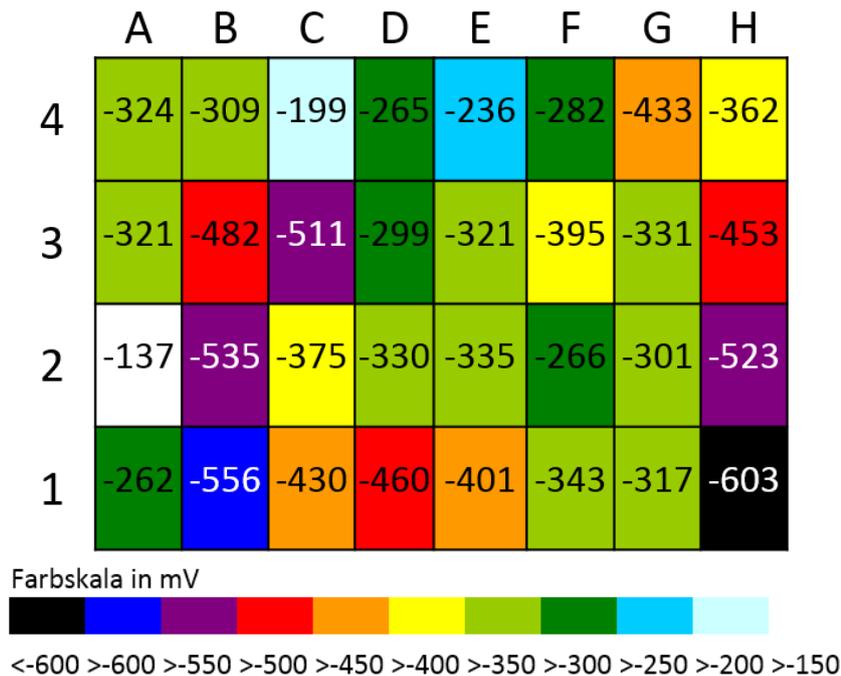


Abb. 28 Mittleres Korrosionspotenzial der einzelnen Betonplatten (Messung 2010)

Die *Abb. 29* zeigt die Summenhäufigkeitsverteilungen der Potenzialwerte für die verschiedenen Betonzusammensetzungen in den Jahren 2001, 2005 und 2010. Ende Oktober 2001 liegen die Summenhäufigkeitsverteilungen nahe beisammen. Die Potenziale variieren in einem relativ engen Band zwischen -200 und 0 mV_{CSE}, was auf einen passiven Zustand der Bewehrungsstäbe hinweist. Die Unterschiede bei den Messwerten kann primär mit der unterschiedlichen Höhenlage der Betonplatten erklärt werden. Die unteren Platten weisen negativere Potenziale, als die höher liegenden Platten auf, was auf Differenzen bei der Betonfeuchtigkeit zurückzuführen ist (Betonfeuchtigkeit nimmt von unten nach oben ab).

Im Frühling 2005 haben sich die Summenhäufigkeitsverteilungen stark in die negative Richtung verschoben. Die negativsten Potenziale wurden bei den H-Platten (Referenzbeton) gemessen. Bei rund 30% der Messwerte kann von einer hohen Korrosionswahrscheinlichkeit ausgegangen werden. Die positivsten Potenzialwerte stammen von den G-Platten (CEM I w/z 0.35) und den hydrophobierten Probekörpern. Da im Winter 2005 trotz der Hydrophobierung Wasser und Chlorid in den Beton eindringen konnte (Abb. 22), muss davon ausgegangen werden, dass einige Betonstahlsensoren aktiviert wurden, was einen markanten Potenzialabfall verursacht hat. Bei den Betonen mit Zusatzstoffen sind keine grösseren Unterschiede bei den Summenhäufigkeitskurven vorhanden. Vermutlich war der Anteil korrodierender Stähle im Beton mit Hüttensand grösser als bei den anderen Betonen mit Flugasche oder Silikastaub. Die den Summenhäufigkeitsverteilungen zugehörigen Potenzialwerte 2005, die auf der Betonoberfläche gemessen wurden, sind ebenfalls in der Abb. 29 dargestellt. Am häufigsten wurden stark negative Potenziale an den untersten Platten gemessen. Mit zunehmender Höhe über dem Bankett werden die Potenzialwerte positiver. Bei den obersten Betonplatten, wo Zusatzstoffe verwendet wurden, ist etwa in Plattenmitte ein deutlicher Potenzialübergang zu erkennen, d.h. in den oberen Plattenhälften variieren die Potenziale kaum mehr, was zeigt, dass dort keine aktiven Bewehrungsstäbe zu erwarten sind. Bei den Platten C3 und C4 lagen alle Potenzialwerte unter $-400 \text{ mV}_{\text{CSE}}$. Diese stark negativen Werte sind auf die aktive Verzinkung zurückzuführen.

2010 ist das Gros der Potenziale bei den H-Platten noch negativer geworden. Die meisten Stähle befanden sich im aktiven (korrodierenden) Zustand. Die Lage der Summenhäufigkeitsverteilungen bei den Betonplatten mit Zusatzstoffen hat sich nicht wesentlich verändert. Hingegen hat sich die Kurve für die G-Platten in die negative Richtung verschoben.

Die Auswertung und Interpretation der Ergebnisse der Potenzialmessungen an den Betonplatten des Versuchsstandes im Naxbergtunnel ist komplex, da die Messwerte durch eine besonders grosse Anzahl Faktoren beeinflusst wird. Wie Büchler und Schiegg (2008) gezeigt haben, können eine inhomogene Feuchtigkeitsverteilung im Beton, pH-Absenkungen infolge Karbonatisierung, die Chloridbelastung, die Bewehrungsüberdeckung oder das gewählte Messraster die Potenzialwerte wesentlich beeinflussen. Im vorliegenden Fall spielen zudem die unterschiedlichen Betonzusammensetzungen, verschiedene Stahlqualitäten in derselben Platte, die Lage der Platten über dem Bankett und die Hydrophobierung einzelner Platten eine zusätzliche, nicht vernachlässigbare Rolle. Die Abb. 30 zeigt beispielhaft für die Platten H1, H3 und H4 (CEM I Beton, w/z 0.5), wie die Karbonatisierungstiefe, der Chloridgehalt und der elektrische Betonwiderstand als Mass für die Betonfeuchtigkeit über die Höhe stark variieren (Daten vom September 2011). Dabei nimmt die Karbonatisierungstiefe mit steigender Höhe über dem Bankett zu, während der Wasser- und Chloridgehalt infolge des reduzierten Angebotes abnehmen. Heterogener Wasser- und Chloridgehalt können bei der Potenzialmessung zu Spannungen von bis zu 150 mV führen (Büchler 2008). Trotzdem lassen die im Rahmen des Feldversuches durchgeführten Potenzialmessungen einige generelle Folgerungen zu:

- Verzinkte Stahlstäbe in durchfeuchtetem Beton führen zu einer deutlichen Potenzialabsenkung (Werte $< -500 \text{ mV}_{\text{CSE}}$).
- Bei der Anwesenheit von verzinkten Einbauten wird das Potenzial vom aktiven Zink dominiert.
- Auf hydrophobierten Betonoberflächen können korrekte Potenzialmessungen durchgeführt werden, sofern die Oberfläche ausreichend mit Wasser benetzt wird.
- Zusatzstoffe im Beton führen ohne Anwesenheit von Schadstoffen nicht zu signifikanten Potenzialdifferenzen. Auf Betonen mit hoher Dichtigkeit verschiebt sich das Potenzial in die positive Richtung.

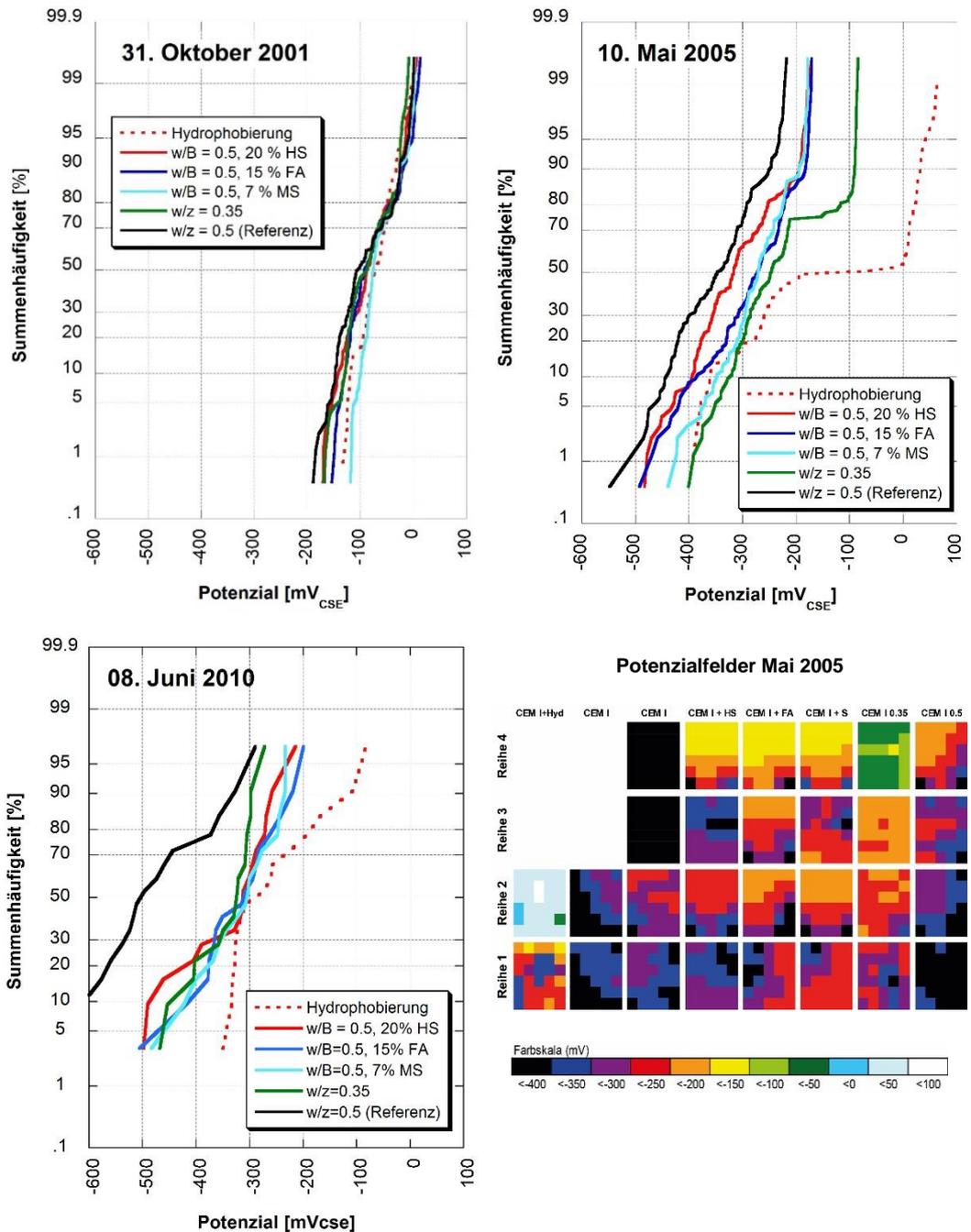


Abb. 29 Summenhäufigkeitskurven der Korrosionspotenziale, gemessen in den Jahren 2001, 2005 und 2010 an Platten mit verschiedenen Betonqualitäten und Potentialwerte 2005.

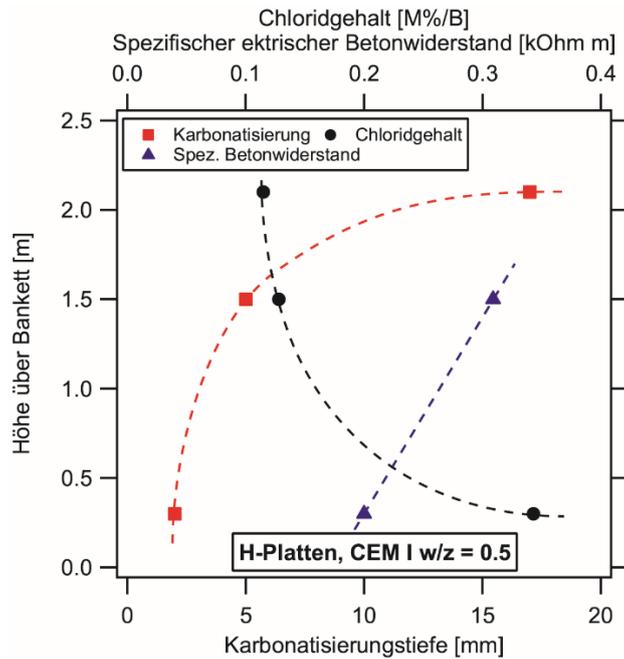


Abb. 30 Karbonatisierungstiefe, mittlerer Chloridgehalt und mittlerer spezifischer Betonwiderstand über die Wandhöhe für die Betonplatten H1, H3 und H4 (CEM I Beton, w/z 0.5).

3.5.3 Initiierung der Korrosion und kritischer Chloridgehalt

Der Zeitpunkt für die Korrosionsinitiierung an den Bewehrungsstäben konnte anhand der gemessenen Makroelementströme (Korrosionsstrom) und/oder Korrosionspotenziale in den meisten Fällen zuverlässig bestimmt werden. Solange der Betonstahlsensor passiv, d.h. korrosionsfrei ist, fließt zwischen dem Sensor und der rückseitigen Bewehrung (Kathode) kein oder höchstens ein äusserst geringer Strom. Beim Überschreiten des kritischen Chloridgehaltes auf Bewehrungshöhe wird ein lokaler Korrosionsangriff am Stahl ausgelöst (Initiierung), was zwischen den örtlich voneinander getrennten Anode (Korrosionsstelle) und Kathode einen Stromfluss bewirkt, der als Makroelementstrom bezeichnet wird und mit Hilfe eines Voltmeters gemessen werden kann (Abb. 31). Nebst der Stromstärke kann bei händischen Messungen auch die Spannungsdifferenz und der Widerstand zwischen dem Betonstahlsensor und dem Bewehrungsnetz gemessen werden. Die stabile Initiierung von Lochfrass ist in den meisten Fällen ein Prozess, der schlagartig einsetzt und zu einem Stromanstieg von mehreren 10-er Potenzen führt (Abb. 32). Kurzzeitige Aktivierungs- und Repassivierungsprozesse vor dem eigentlichen Durchbruch, wie sie auch in Abb. 32 erkennbar sind, sind typisch für Lochkorrosion infolge von Chloriden. Nach der Initiierung der Korrosion wird ein permanenter Stromfluss registriert, was zu einem allmählichen Lochwachstum führt und als Korrosionsfortschritt bezeichnet wird (Wachstums- bzw. Fortschrittphase).

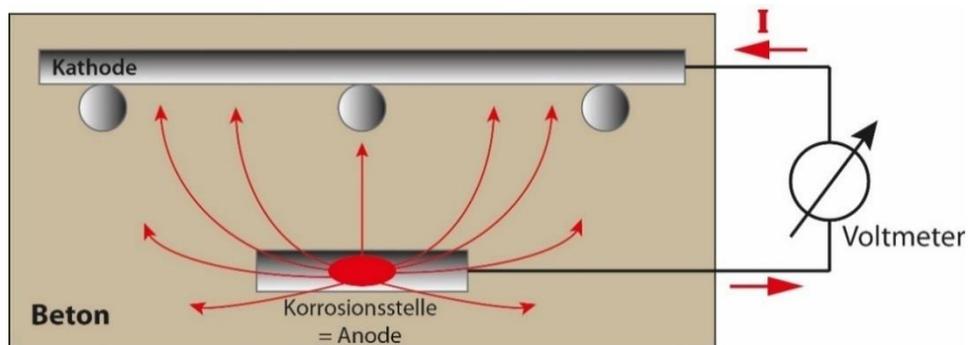


Abb. 31 Makroelement zwischen korrodierendem Betonstahlsensor (Anode) und rückseitigem Bewehrungsnetz (Kathode) in einem Betonprobekörper (schematisch).

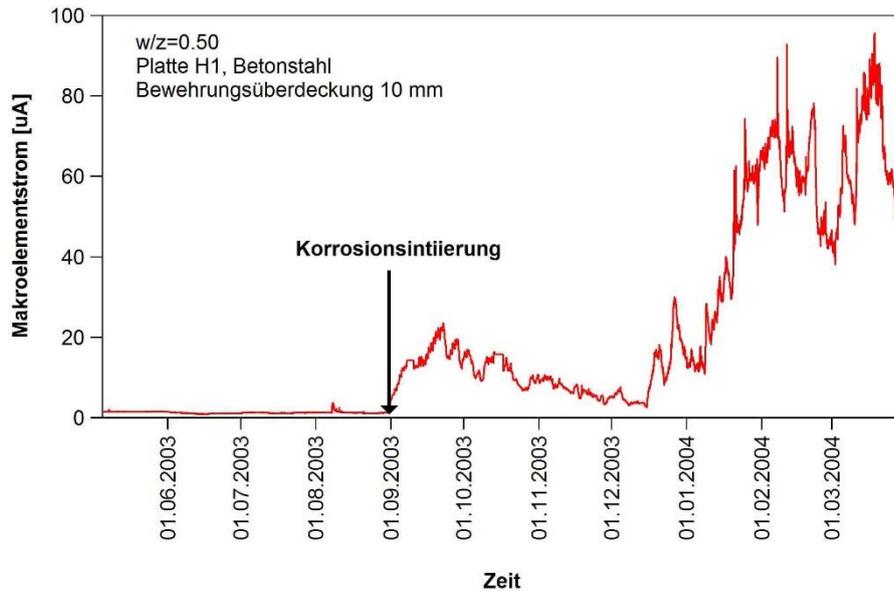


Abb. 32 Verlauf des Makroelementstroms bei einer Betonstahlprobe, Bewehrungsüberdeckung 10 mm, in der Betonplatte H1 (Messwerte von einem Datenlogger). Zum Zeitpunkt der Initiierung steigt der Korrosionsstrom markant an.

In der Tab. 5 sind typische Initiierungszeiten für die verschiedenen Betonsorten zusammengestellt. Daraus ist ersichtlich, dass bei den äussersten Bewehrungsstäben in den Betonen H und D bis F bereits nach ein bis zwei Wintern Korrosion ausgelöst wurde, während die Stähle in den G- und A-Platten noch passiv waren. Trotz dem tiefen w/z-Wert der G-Platten konnten aufgrund der periodischen Messungen nach 2 bis 4 Jahren Aktivierungen bis in eine Tiefe von 20 mm festgestellt werden.

Bei den hydrophobierten Betonplatten wurden erst nach 7 bis 8 Jahren erste Initiierungen in 10 und 15 mm beobachtet. Stähle in grösser Tiefe waren auch nach 12 Jahren noch im passiven Zustand. Generell wurde die Initiierung in den Betonen mit Zusatzstoffen (Platten D bis F), im Vergleich zum Referenzbeton, in grösserer Tiefe um einige Zeit verzögert, was mit den steileren Chloridprofilen gemäss Abb. 23 erklärt werden kann.

Tab. 5 Zeitdauer in Jahren bis zur Initiierung der Betonstähle in verschiedenen Tiefenstufen für die Naxberg-Betone

Platten	10 mm	15-20 mm	25-30 mm
H: w/z 0.5	1	2-3	3-4
A: HP	7-8	7-8	
G: w/z 0.35	2-3	3-4	
F: MS	1	4-9	8
E: FA	1	3-4	8.5
D: HS	1-2	3-4	8

Anhand des Zeitpunktes für die Initiierung der Korrosion und den zu verschiedenen Zeitpunkten analysierten Chloridprofilen kann der korrosionsauslösende kritische Chloridgehalt C_{krit} bestimmt bzw. abgeschätzt werden. Je nach Zeitpunkt der Aktivierung muss der Chloridgehalt auf einer ausgewählten Tiefenstufe interpoliert werden. Den Fehler, den man dadurch in Kauf nimmt, dürfte wegen der grossen Anzahl an Chloridprofilen gering sein.

Es konnte nur die Tiefenstufe 10 mm sinnvoll ausgewertet werden. Grund ist die kathodische Schutzwirkung, die von aktiven Systemen ausgeht. Dies bedeutet, dass ein korrodierender Bewehrungsstab oder eine Verzinkung die benachbarten, passiven Bewehrungsstäbe vor Korrosion schützt, auch wenn C_{krit} an der passivierten Stahloberfläche deutlich überschritten ist. Die Platten mit den Instrumentierungen Typ A und E (siehe Anhang II)

eignen sich am besten für die Bestimmung von C_{krit} , da sie keine verzinkten Stähle enthalten.

In der *Abb. 33* sind die korrosionsauslösenden kritischen Chloridgehalte C_{krit} von unterschiedlichen Betonstählen mit einer Bewehrungsüberdeckung von 10 mm für verschiedene Betonzusammensetzungen dargestellt. Generell liegen die C_{krit} von unlegiertem Betonstahl zwischen 0.05 und 0.11 M%/B. Tendenziell sind die C_{krit} für die Betone ohne Zusatzstoffe (Platten H und G) leicht höher, als bei den Betonen mit Zusatzstoffen (Platten F, E und D). Der Unterschied ist jedoch nicht signifikant, wie dies beispielsweise auch von Breit (2001) oder Tang (2009) festgestellt wurde. Bei den hydrophobierten Platten wurde mit 0.05 M%/B der kleinste Wert für C_{krit} bestimmt. Dieser Gehalt ist jedoch mit gewissen Unsicherheiten behaftet, da bei den hydrophobierten Platten nur wenige Daten zum Chloridgehalt in 10 mm Tiefe verfügbar waren.

Die Top12 Stähle weisen erwartungsgemäss einen im Vergleich zum Betonstahl höheren kritischen Chloridgehalt C_{krit} auf. Der Faktor für die Erhöhung von C_{krit} liegt zwischen 1.2 und 2.4 (Mittelwert 2.0). Dies steht im Einklang mit anderen Untersuchungen von Schiegg (2012; 2004b), wo eine vergleichbare Beständigkeit gefunden wurde. Bei den H- und G-Platten wurden für Top12 kritische Chloridgehalte C_{krit} zwischen 0.25 und 0.3 M%/B bestimmt. Diese Werte entsprechen kaum dem realen Werkstoffverhalten, weil die Top12 Stähle durch korrodierende Betonstähle (Sensoren und das rückseitige Bewehrungsnetz) kathodisch geschützt waren und nicht im Einklang mit den C_{krit} der übrigen Platten stehen.

Die in der *Abb. 33* enthaltenen C_{krit} für den nichtrostenden Duplexstahl 1.4462 entsprechen dem maximalen Chloridgehalt in der jeweiligen Betonplatte. Bei keinem der ausgebauten Duplexstähle waren jedoch Korrosionsangriffe vorhanden. Daraus lässt sich schliessen, dass die C_{krit} der Duplexstähle mit grosser Wahrscheinlichkeit über 0.4 M%/B liegen und demzufolge eine ausgezeichnete Beständigkeit aufweisen. Dies deckt sich mit den Angaben im MB SIA 2029 (2013).

Bei einem verzinkten Stahl kann nicht von einem eigentlichen kritischen Chloridgehalt gesprochen werden, da es sich bei einer Verzinkung bei Anwesenheit von Feuchtigkeit um ein aktives System handelt, d.h. die Zinkauflösung läuft auch ohne die Anwesenheit von Chloriden ab. Es ist aber bekannt, dass die Korrosion beim Vorhandensein von Chloriden verstärkt wird. Nach der Montage der Betonplatten im Versuchsstand waren die Korrosionsströme bei den verzinkten Stählen vernachlässigbar klein, weil die Probekörper im trockenen Zustand in den Tunnel gebracht wurden. Mit dem ersten Grossereignis im Winter 2001, bei dem grössere Mengen Wasser und Chloride vom Beton aufgenommen wurden, setzte innert kurzer Zeit eine starke Zinkkorrosion ein (*Abb. 34*). Die höchsten Stromstärken von ca. 150 μ A entsprechen einem Zinkabtrag von rund 100 μ m/Jahr, was eine rasche Auflösung der Zinkschicht zur Folge hat. Solche Extremwerte waren jedoch nur kurzzeitig vorhanden, danach nahmen die Stromstärken wieder ab.

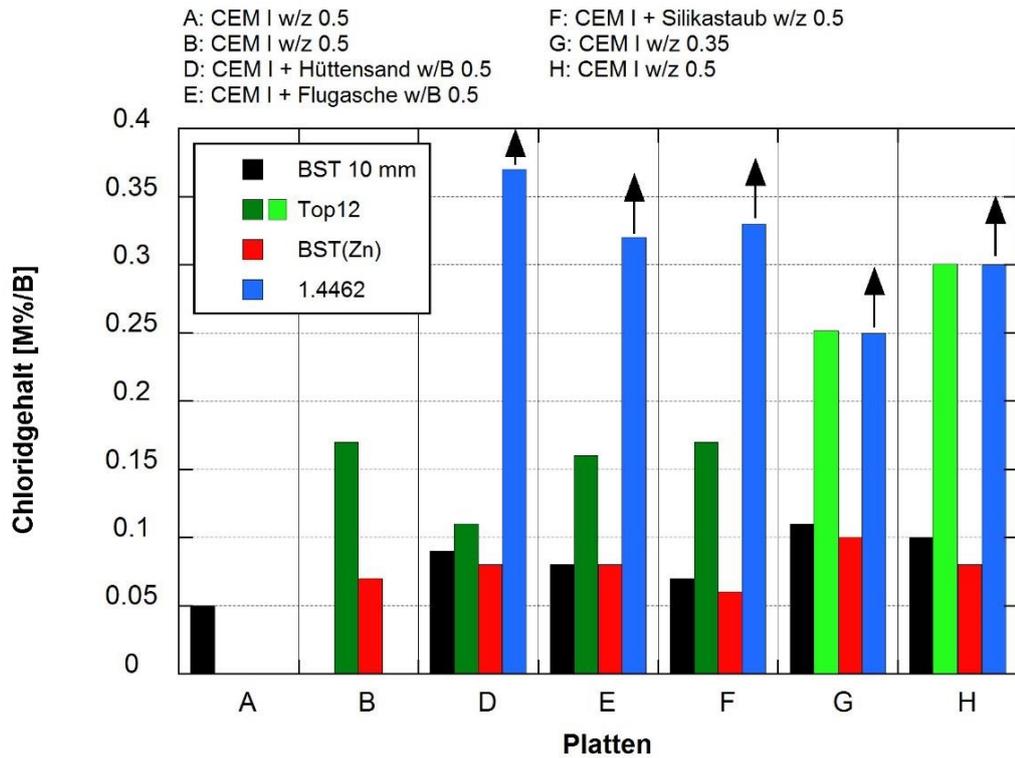


Abb. 33 Kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt von unterschiedlichen Betonstählen mit einer Bewehrungsüberdeckung von 10 mm für verschiedene Betonzusammensetzungen.

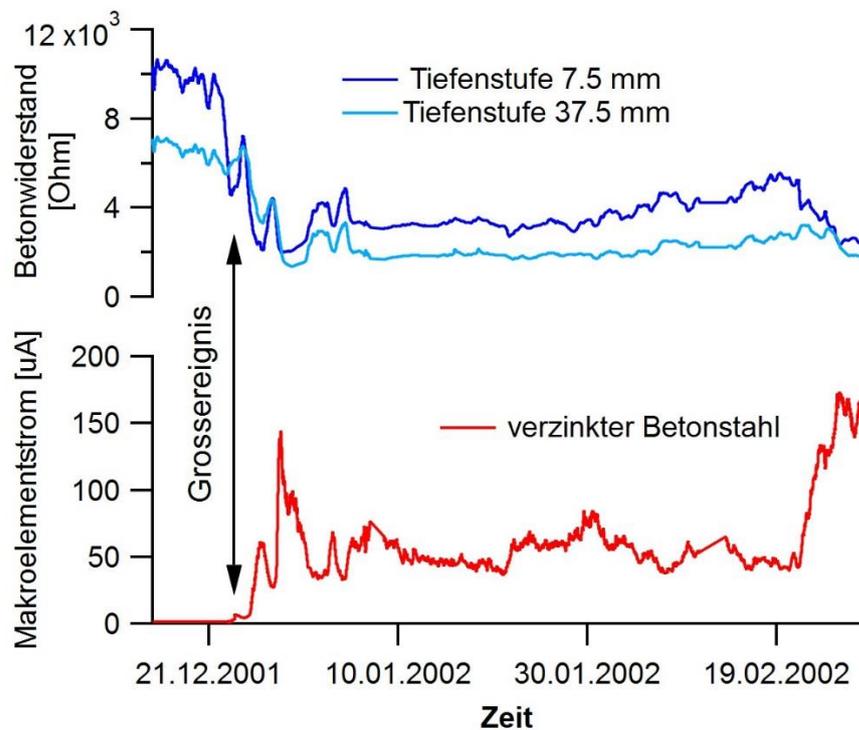


Abb. 34 Wasseraufnahme (Abfall der elektrischen Betondegenstände) des Betons (Platte H1, CEM I w/z 0.5) und Anstieg der Zinkkorrosion während dem ersten Grossereignis im Winter 2001.

3.5.4 Korrosionsfortschritt – korrodierte Flächen und Abtragstiefen

Die Untersuchung des allgemeinen Korrosionszustandes und des Korrosionsabtrags an den ausgebauten Bewehrungsstäben zeigen häufig Lochfrass an den unlegierten Betonstählen und korrodierte Stahloberflächen bis über 70%. Dies gilt auch für die verzinkten Stahlproben. Der Zinküberzug ist teilweise praktisch vollständig aufgelöst und der darunterliegende Stahl korrodiert unter Lochfrass. Der nichtrostende Stahl Top12 weist nur wenige kleinere Roststellen ohne messbaren Abtrag auf, während der nichtrostende Duplexstahl 1.4462 vollständig blank ist. Die visuelle Aufnahme sämtlicher ausgebauter Stahlproben ist im Anhang VI enthalten.

Abb. 35 zeigt den Korrosionszustand von Betonstählen und nichtrostenden Betonstählen aus Duplex-Stahl 1.4462 mit Bewehrungsüberdeckungen 10, 20, 30 und 40 mm. Während die mit Cr und Mo legierten nichtrostenden Betonstähle blank sind, entspricht dem Korrosionsgrad KG 0 gemäss SIA 269/2 (2011), weisen die normalen Betonstähle deutliche Korrosionsangriffe auf. Bei der Stahlprobe mit 10 mm Bewehrungsüberdeckung sind ausserdem Lochfrassangriffe mit einer max. Abtragstiefe von 1.8 mm vorhanden. Bei den übrigen Betonstählen liegen die Angriffstiefen deutlich unter 1 mm.



Abb. 35 Korrosionszustand der Betonstähle nach dem Ausbau 2012 in der Betonplatte H1 (Typ D). Von links nach rechts: 4 x Betonstahl (10/20/30/40 mm), 4 x Nichtrostender Betonstahl 1.4462 (10/20/30/40 mm).

Auch das rückseitige Bewehrungsnetz der Platte H1 zeigt v.a. entlang der Plattenränder starke Korrosionserscheinungen (KG 2 bis 4). Im Zentrum der Platte sind die Bewehrungsstäbe hingegen grösstenteils korrosionsfrei (Abb. 36).

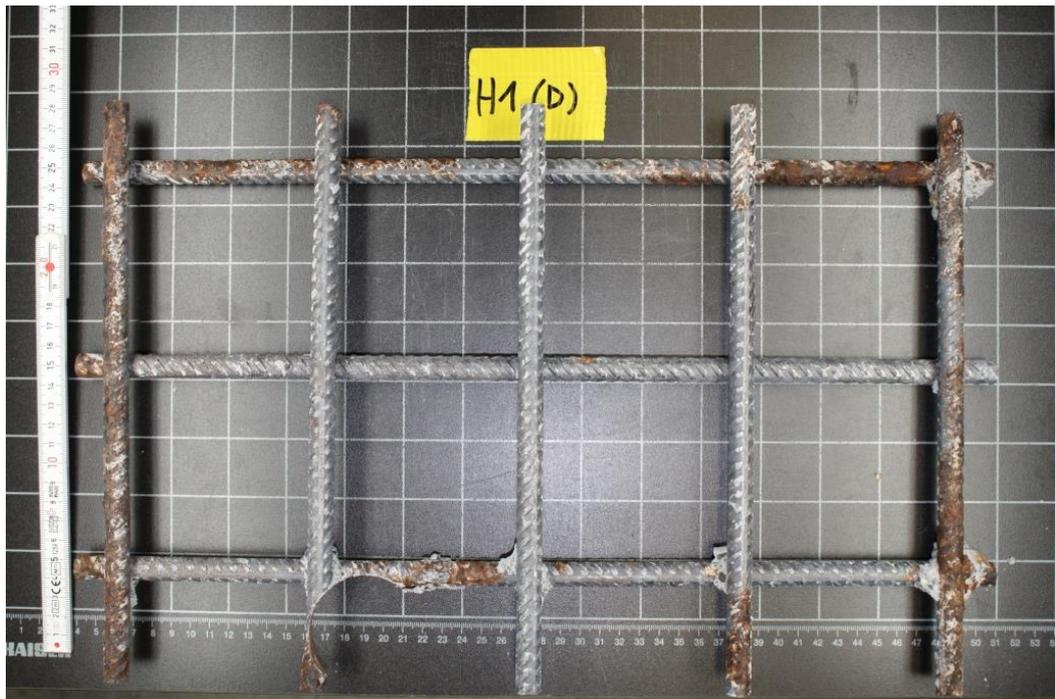


Abb. 36 Korrosionszustand des rückseitigen Bewehrungsnetzes in der Platte H1. Die korrodierten Randstäbe weisen einen KG 2 bis 4 gemäss SIA 269/2 (2011) auf.

Ebenfalls aus der Platte H1 sind die Betonstähle in der Abb. 37. Die beiden Betonstähle mit 10 mm Überdeckung weisen starken Lochfrass auf. Dies trifft auch auf die verzinkten Stäbe zu. Die Verzinkung ist praktisch nicht mehr erkennbar. Wie in der Abb. 35 sind die beiden Duplex-Stähle blank.



Abb. 37 Korrosionszustand der Betonstähle nach dem Ausbau 2012 in der Betonplatte H1 (Typ D). Von links nach rechts: 2 x Betonstahl oben/unten (10 mm), 2 x Top12 (10 mm), 2 x verzinkter Stahl (10 mm), 2 x nichtrostender Stahl 1.4462 (10 mm).

Die Betonstähle in der Platte A1 (hydrophobierter Beton) bestätigen die insgesamt gute Wirksamkeit der Hydrophobierung (Abb. 38). Der äusserste Betonstahlsensor zeigt an seiner Unterseite eine Korrosionsstelle mit einer max. Tiefe von 0.16 mm. Auch bei dem mit 15 mm Beton überdeckten Stahlstab ist eine kleine Angriffsstelle sichtbar. Die übrigen Stähle sind korrosionsfrei. Das rückseitige Bewehrungsnetz weist nur geringfügige Korrosion auf. Ausnahme sind zwei Bereiche, wo Bohrkern entnommen wurden. Der Grund für die Korrosion besteht darin, dass der Reprofiliermörtel zum Verfüllen der Bohrlöcher nicht hydrophobiert war, so dass lokal Chloride eindringen konnten.

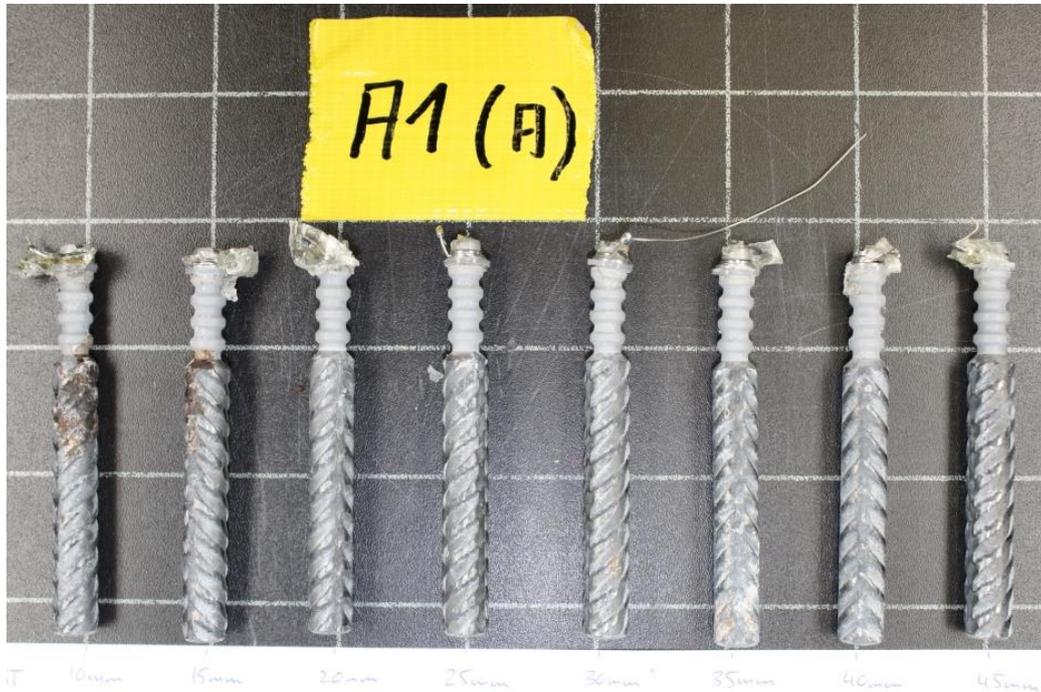


Abb. 38 Korrosionszustand der Betonstähle nach dem Ausbau 2012 in der Betonplatte A1 (Typ A). Bewehrungsüberdeckungen von 10 bis 45 mm (Stufen à 5 mm).

Die Betonstähle in der Platte E3 (Beton mit Flugasche) sind bis in eine Tiefe von 30 mm stark durch Korrosion geschädigt (Abb. 39). Die Lochfrassangriffe der äussersten beiden Stäbe sind teilweise über 2 mm tief. Die Karbonatisierungstiefe des Betons betrug 10 mm. Auch sind bei den ersten drei Stäben mehr als 30% ihrer Fläche von Korrosion betroffen. Weiter ist erkennbar, dass der Bewehrungsstab auf 45 mm Tiefe ebenfalls deutliche Korrosionsangriffe aufweist, während die Stäbe auf 35 und 40 mm Tiefe praktisch korrosionsfrei sind. Das rückseitige Bewehrungsnetz weist einige Rostflecken, v.a. an einem Randstab, auf. Ausserdem sind wie bei der Platte A1 Korrosionsangriffe im Bereich einer Bohrkernentnahmestelle vorhanden.

Weitere Bilder, welche den Zustand der ausgebauten Stahlstäbe und Bewehrungsnetze dokumentieren, befinden sich im Anhang X.



Abb. 39 Korrosionszustand der Betonstähle nach dem Ausbau 2012 in der Betonplatte E3 (Typ A, Beton mit Flugasche). Bewehrungsüberdeckungen von 10 bis 45 mm (Stufen à 5 mm).

Nach dem Ausbau und Entrosten der Stahlproben wurden die effektiv korrodierte Fläche, die maximale Abtragtiefe und der Massen- bzw. Volumenverlust mit den Methoden gemäss Kapitel 2.6 bestimmt. Durch das Entrosten der Stahlproben konnte die effektiv korrodierte Fläche mit Hilfe einer Bildanalyse berechnet werden. Die Ergebnisse dieser Analysen sind im Anhang V und VII zusammengestellt.

Wie die *Abb. 40* zeigt, ergeben die drei verschiedenen Messverfahren ein konsistentes Bild. Es ist eine klare Korrelation zwischen max. Lochtiefe, korrodierter Oberfläche und Massenverlust erkennbar (*Abb. 41*). Die höchsten Werte treten jeweils bei denselben Proben auf. Die grösste max. Tiefe der Lochfrass-Korrosion aller Proben beträgt 3.0 mm. Der grösste von Korrosion betroffene Oberflächenanteil aller Proben beträgt 86.4% und der grösste Volumenverlust aller Proben beträgt 13.3% (Probe Nr. 43).

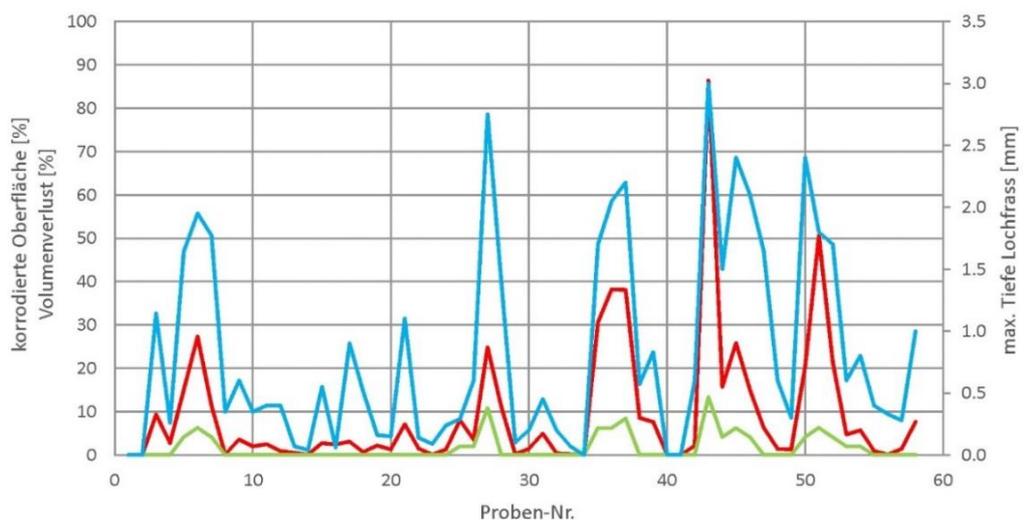


Abb. 40 Resultate der drei verschiedenen Messverfahren: Anteil korrodierte Oberfläche (rot); Volumenverlust (grün) und max. Tiefe der Lochfrass-Korrosion (blau). Proben-Nr. gemäss Anhang V.

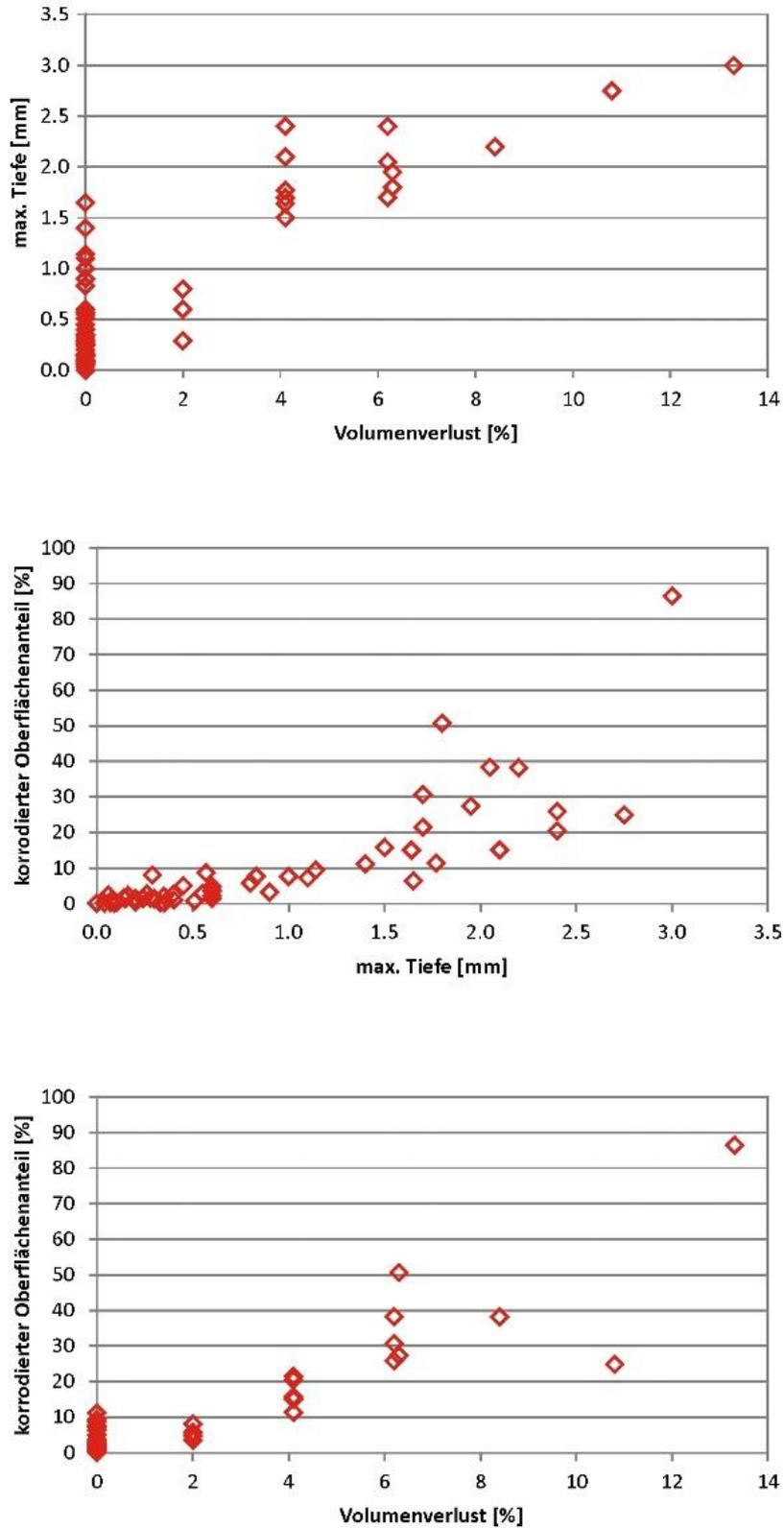


Abb. 41 Korrelation von verschiedenen Analysemethoden zur Bestimmung des Korrosionsangriffes an Bewehrungsstählen.

Die Abb. 42 zeigt die mittlere korrodierte Fläche für die Betonstähle in 10 mm Tiefe. Bei der Platte H1 sind im Mittel rund 18% der Stahloberfläche angegriffen, während dies bei der Platte H3 10% der Fläche betrifft. Es fällt auf, dass die Betonstähle in der Platte H4 mit knapp 70% korrodiert Fläche wesentlich stärker angegriffen sind, obwohl die Platte deutlich weiter oben liegt als die Platte H1. Dies dürfte auf die weiter fortgeschrittene Karbonatisierungstiefe zurückzuführen sein, was einen kombinierten bzw. verstärkten Korrosionsangriff zur Folge hat. Auch in der Platte E3 (Beton mit Flugasche) waren, wie oben gezeigt, die Stahlproben relativ stark angegriffen. Die Stähle der Platten A1, G1 und G4 wiesen hingegen deutlich kleinere korrodierte Flächen auf.

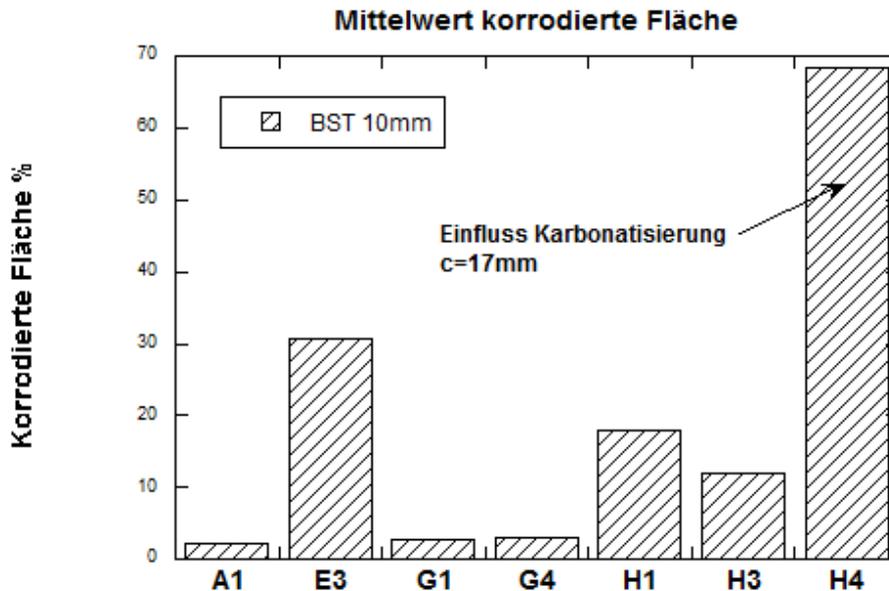


Abb. 42 Mittlere korrodierte Fläche der Betonstähle in 10 mm Tiefe für 2 H-Platten (CEM I w/z 0.5), 2 G-Platten (w/z 0.35) und von 1 Platte mit Flugasche (E3). Bei der Platte A1 handelt es sich um den Referenzbeton (wie H) mit Hydrophobierung.

Die mittleren, maximalen Abtragstiefen (Abb. 43) korrelieren im Allgemeinen gut mit den korrodierten Flächen. Bei der Platte G4 ist die grösste Lochtiefe sogar höher als bei der Platte G1. Beim „Top12“ Stahl wurden, wie bei den Betonstählen in der Platte A1 keine tiefreichenden Lochfrassstellen beobachtet. Die grösste gemessene Abtragstiefe (Einzelwert) bei der Platte H4 beträgt 3.0 mm, was bei einer gemessenen Korrosionsdauer von 8.6 Jahren auf eine maximale Korrosionsgeschwindigkeit von 0.35 mm/Jahr schliessen lässt.

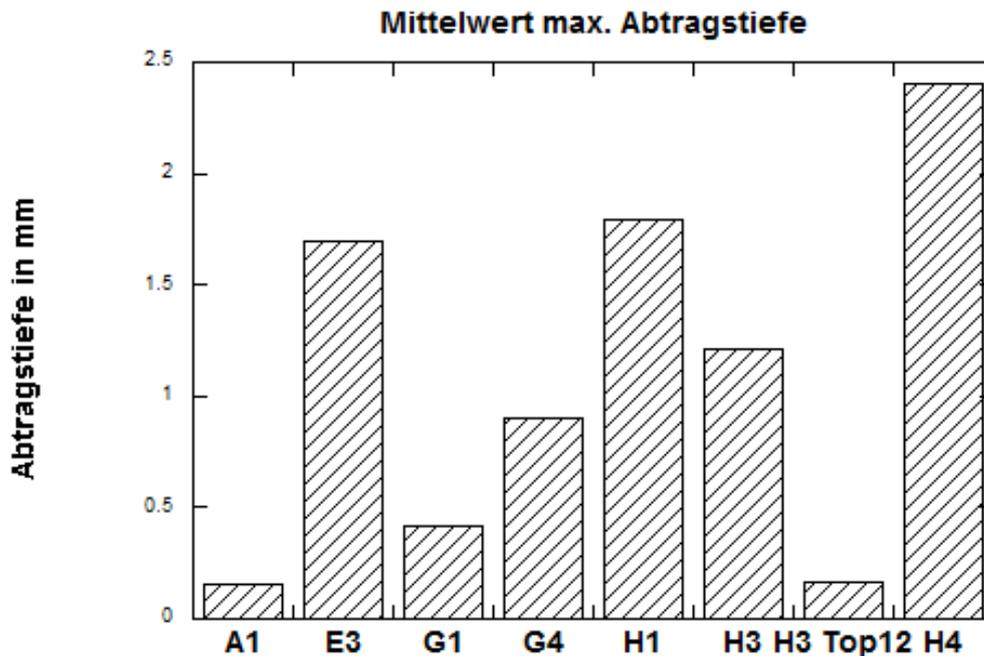


Abb. 43 Mittlere Abtragstiefe der Betonstähle (bei der Platte H3 auch vom Top12) in 10 mm Tiefe.

3.5.5 Korrosionsströme der Betonplatten H1 bis D1

In den nachfolgenden *Abb. 44 bis 54* sind die Ergebnisse der mit den vier Datenloggern aufgezeichneten Korrosions- bzw. Makroelementströme über die Zeit dargestellt. Es handelt sich dabei um die Betonplatten H1 bis E1 (Instrumentierung Typ D). Bei der Platte D1 (Hüttensand-Beton), wo kein Datenlogger installiert war, wurden die Makroelementströme händisch gemessen. Um die Daten leichter verständlich zu machen wurden die Stromstärken mit Hilfe der korrodierten Fläche nach dem Ausbau der Proben in Stromdichten ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$) bzw. Korrosionsgeschwindigkeiten (mm/Jahr) umgerechnet. Als Anodenfläche wurde für die Betonstähle die nach dem Ausbau der Platten ausgemessene, korrodierte Fläche verwendet. Bei den Stählen, die bis heute noch nicht ausgebaut wurden, wurde eine Anodenfläche von 4 cm^2 (entspricht 20% der totalen Stahloberfläche) angenommen. Für den nichtrostenden Betonstahl 1.4462, der in allen Fällen korrosionsfrei war, wurde als Anodenfläche die gesamte Stahloberfläche von rund 20 cm^2 eingesetzt. Dies trifft auch für den Top12 zu, sofern der Bewehrungsstab effektiv blank (KG 0) war. Ein Spezialfall stellt die verzinkte Bewehrung dar. Es wurde angenommen, dass die Zinkschicht auf der Mantelfläche vollflächig korrodiert. Weiter ist zu beachten, dass bei Zink für die Umrechnung der Stromdichten in die Korrosionsgeschwindigkeit ein anderer Faktor als für Stahl verwendet wird (Faktor 15 anstatt 11.6), was mit der unterschiedliche Dichte der beiden Metalle zusammenhängt. Ein vollständiger Datensatz aller Ergebnisse der Korrosionsstrommessungen befindet sich im Anhang XI.

Die nachfolgende *Abb. 44* zeigt die Korrosionsgeschwindigkeiten der beiden Betonstahlproben BST oben und unten aus der Platte H1 mit einer Bewehrungsüberdeckung von 10 mm. Es ist ersichtlich, dass die Korrosionsgeschwindigkeit nach der Initiierung (nach rund zwei Jahren) stark ansteigt. Die kurzzeitigen, teilweise starken Schwankungen der Geschwindigkeit (Peaks) sind auf Temperaturwechsel des Aussenklimas zurückzuführen. In den Sommermonaten 2004 und 2005 (warme Temperaturen) ist die Korrosionsgeschwindigkeit maximal, bevor sie anschliessend auf unter $0.1 \text{ mm}/\text{Jahr}$ absinkt und sich weitgehend stabilisiert. Eine mögliche Ursache des Abfalls der Korrosionsgeschwindigkeit ist die Aktivierung des rückseitigen Bewehrungsnetzes, was die kathodische Leistung der passiven Bewehrung reduziert hat. Auch die Initiierung tiefer liegender Stahlproben dürfte zu einer Absenkung der Korrosionsgeschwindigkeit der beiden äusseren Betonstähle geführt haben.

Bei den nichtrostenden Betonstählen 1.4462 sind die Korrosionsgeschwindigkeiten vernachlässigbar (*Abb. 45*), d.h. es ist keine Initiierung von Korrosion aufgetreten. Auch für die beiden nichtrostenden Top12-Stähle der Platte H1 ist dies der Fall (*Abb. 46*). Die Messergebnisse stimmen mit dem effektiven Korrosionszustand der ausgebauten Stahlproben überein, d.h. alle Stäbe waren korrosionsfrei (vgl. *Abb. 37*). Für den Top12 ist dieser an sich positive Befund auf den ersten Blick doch eher erstaunlich, da der Chloridgehalt in der Platte H1 nach rund 12 Jahren über 2 M%/Z betrug, was deutlich über dem kritischen Chloridgehalt dieser Stahlqualität liegt. Es wird vermutet, dass die passiven Top12 Stähle durch die intensive Korrosion der Betonstähle und der verzinkten Stahlproben kathodisch geschützt waren. Dies bedeutet, dass der Top12 kathodisch, d.h. in Richtung negativere Potenziale polarisiert wurde, was den Abstand zum Lochfrasspotenzial erhöht und eine Initiierung unwahrscheinlicher macht. Bei anderen Platten (z.B. E1 oder D1) kam es hingegen auch beim Top12 zur Aktivierung von Korrosion.

Den Verlauf der Korrosionsgeschwindigkeit von zwei verzinkten Betonstählen zeigt *Abb. 47*. Die beiden Proben verhalten sich sehr unterschiedlich. Der obere Stahlstab wird bereits im Winter 2002 aktiv. Die absoluten, maximalen Stromstärken sind mit über 150 μA sehr hoch. Aber schon nach wenigen Monaten beruhigt sich die Situation wieder und die über den Makroelementstrom messbare Korrosionsgeschwindigkeit steigt in den Folgejahren nicht wieder an. Die zweite Stahlprobe aktiviert im Winter 2004. Bis zum Ausbau der Platte bleibt die Probe aktiv, die messbare Korrosionsgeschwindigkeit ist jedoch eher gering. Wie der Probenausbau gezeigt hat, wiesen beide Stäbe lokale Korrosionsangriffe am Stahl auf (*Abb. 37*). Auf den übrigen Flächen war eine starke Weissrostbildung erkennbar. Nach dem Entrosten der Stahlproben bestätigte sich, dass die obere Probe nicht sehr stark korrodiert war (korrodierte Fläche ca. 0.5 cm², max. Abtragstiefe 0.26 mm). Beim anderen Stahlstück war hingegen eine lokale Abtragstiefe von über 1.1 mm messbar. Offensichtlich wurde innerhalb der Versuchsdauer bei beiden Proben nicht die gesamte Zn-Schicht abgetragen. Vermutlich hemmt die Weissrostschicht einen raschen Zn-Abtrag. Ein Übergang von der Zink- zur Stahlkorrosion ist aufgrund der Makroelementströme nicht klar erkennbar.

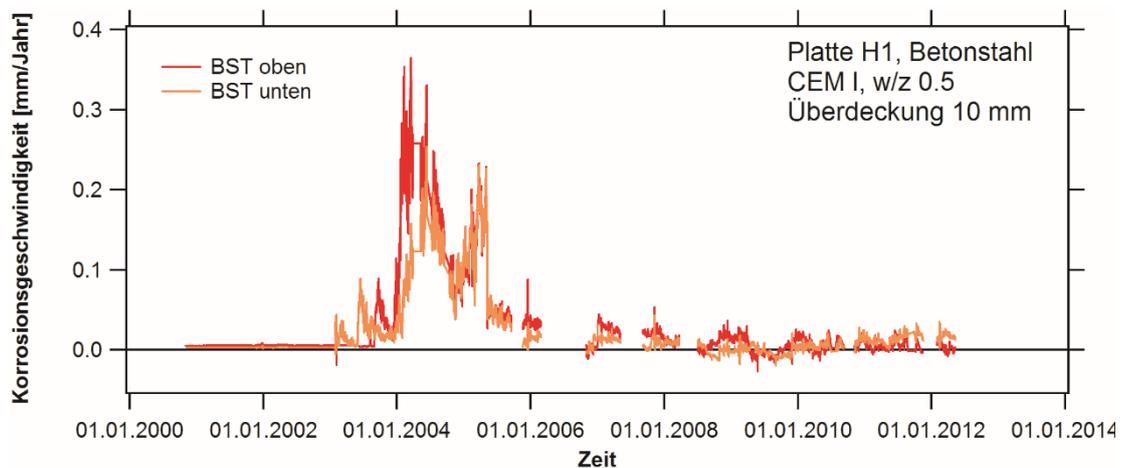


Abb. 44 Korrosionsgeschwindigkeit von zwei Betonstählen in der Betonplatte H1.

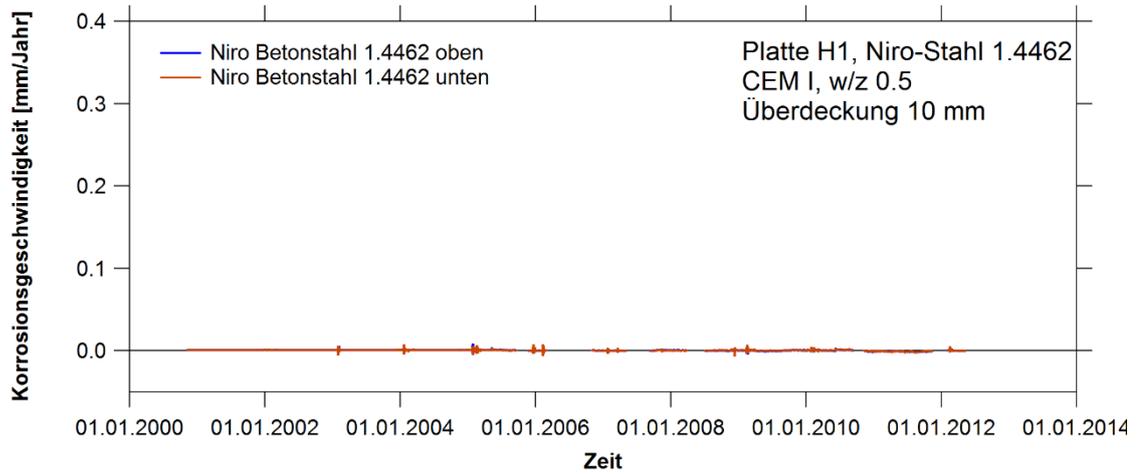


Abb. 45 Korrosionsgeschwindigkeit von zwei nichtrostenden Betonstählen 1.4462 in der Betonplatte H1.

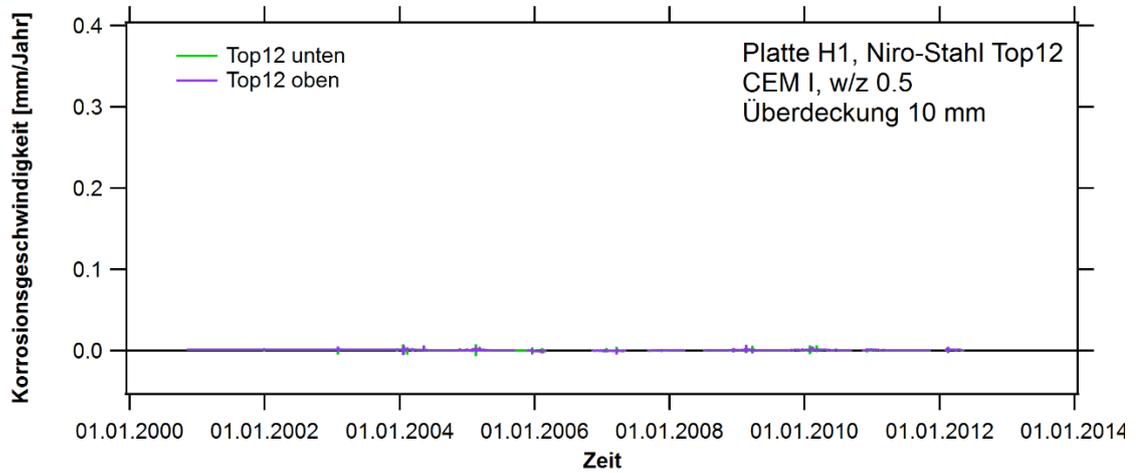


Abb. 46 Korrosionsgeschwindigkeit von zwei nichtrostenden Betonstählen Top12 in der Betonplatte H1.

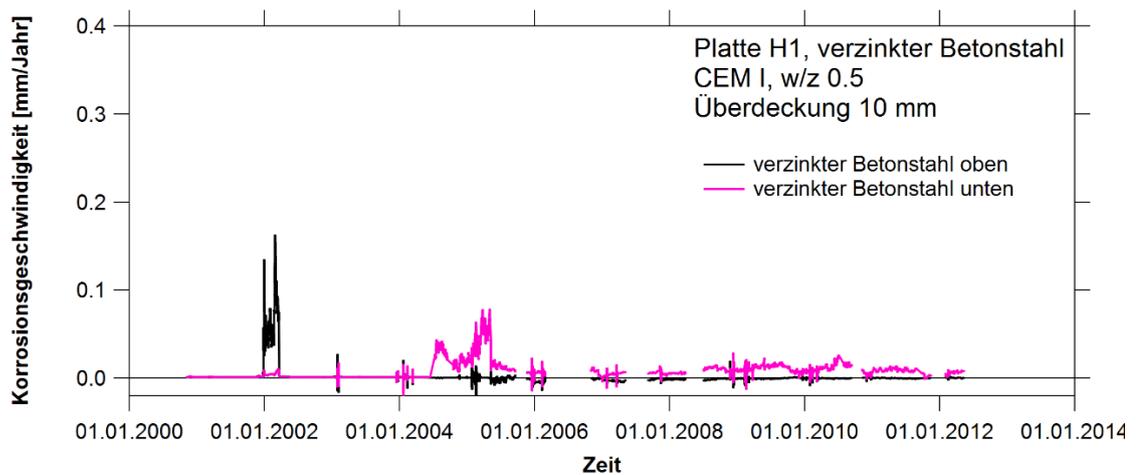


Abb. 47 Korrosionsgeschwindigkeit von zwei verzinkten Betonstählen in der Betonplatte H1.

Für die Platte G1 sind in den nachfolgenden *Abb. 48* und *49* nur die Korrosionsgeschwindigkeiten für den normalen Betonstahl und den verzinkten Betonstahl dargestellt. Bei den nichtrostenden Betonstählen Top12 wurden nur sehr geringe Angriffe (Abtragtiefe < 0.1 mm) beobachtet, während der nichtrostende Betonstahl 1.4462 blank (KG 0) war. Die Korrosionsgeschwindigkeit des Betonstahls ist deutlicher geringer als bei der Platte H1, was mit den geringeren Angriffen gemäss *Abb. X-6* im Anhang X korrespondiert. Die Stahlprobe BST unten verhält sich teilweise kathodisch (negative Makroelementströme) und die korrodierte Fläche nach Ausbau und Entrostung lag unterhalb 1%.

Auch bei den verzinkten Stählen ist die Korrosionsgeschwindigkeit in der Platte G1 deutlich geringer als in der Platte H1. Die *Abb. X-7* im Anhang X zeigt, dass die Stähle nach dem Ausbau mit Weissrost überzogen waren. Die korrodierte Stahlfläche nach dem Entrosten betrug rund 0.5 cm², die maximale Abtragtiefe lag bei 0.55 mm.

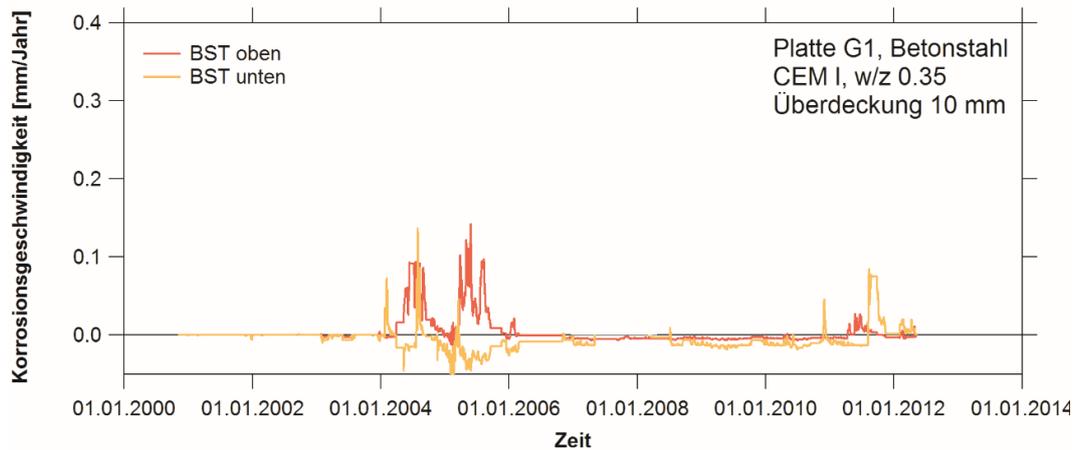


Abb. 48 Korrosionsgeschwindigkeit von zwei Betonstählen in der Betonplatte G1.

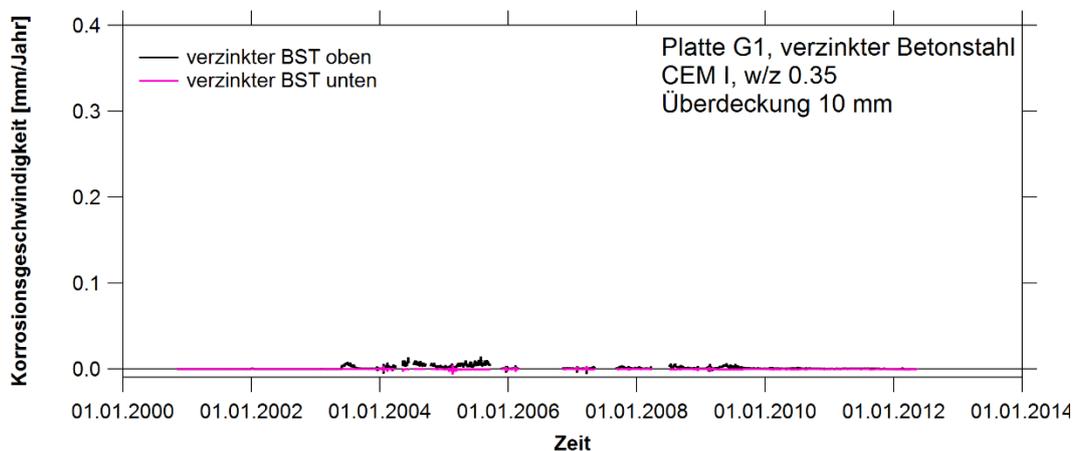


Abb. 49 Korrosionsgeschwindigkeit von zwei verzinkten Betonstählen in der Betonplatte G1.

Die *Abb. 50* und *51* zeigen die Korrosionsgeschwindigkeit von 2 Betonstählen in der Platte F1 (Beton mit Silicastaub) und E1 (Beton mit Flugasche). Bei Annahme gleicher Anodenflächen (4 cm², Platten wurden noch nicht ausgebaut) sind die Korrosionsgeschwindigkeiten in der gleichen Größenordnung. Obwohl die Datenreihen ein paar Lücken aufweisen, kann von stabilen Korrosionsverhältnissen gesprochen werden. Im Sommer 2010 wurde die Probe BST oben in der Betonplatte F1 von den übrigen Bewehrungsstählen isoliert. Es wurde überprüft, ob dies einen direkten Einfluss auf die Korrosionsgeschwindigkeit der Nachbarprobe BST unten hat, was allerdings nicht der Fall war.

In der Platte E1 kam es im Winter 2003 auch zur Initiierung einer Top12 Stahlprobe. Die Korrosionsgeschwindigkeit (bei Annahme gleicher Anodenfläche) ist um etwa einen Faktor 2 geringer als vom unlegierten Betonstahl. Ob sich dies auch in der Abtragstiefe bemerkbar macht, kann erst nach dem Ausbau dieser Platte beurteilt werden. Von früheren Untersuchungen ist jedoch bekannt, dass die Korrosionsangriffe bei nichtrostenden Stählen einen höheren Lokalisierungsfaktor aufweisen, als bei Betonstahl, was grössere Abtragstiefen zur Folge haben kann (Schiegg, 2004b).

Der Verlauf der Korrosionsgeschwindigkeit der verzinkten Betonstähle in der Betonplatte E1 (Abb. 53) ist vergleichbar mit denjenigen der Platte H1 (Abb. 47).

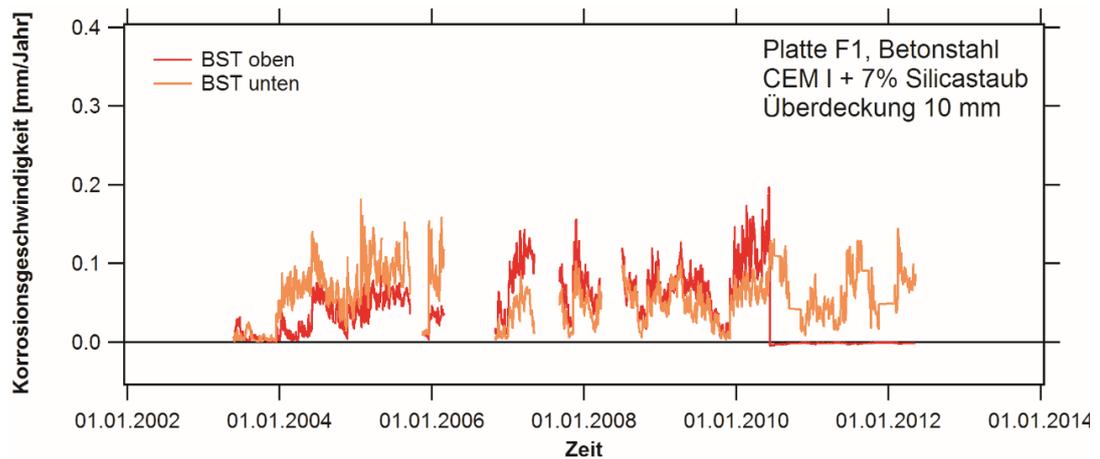


Abb. 50 Korrosionsgeschwindigkeit von zwei Betonstählen in der Betonplatte F1.

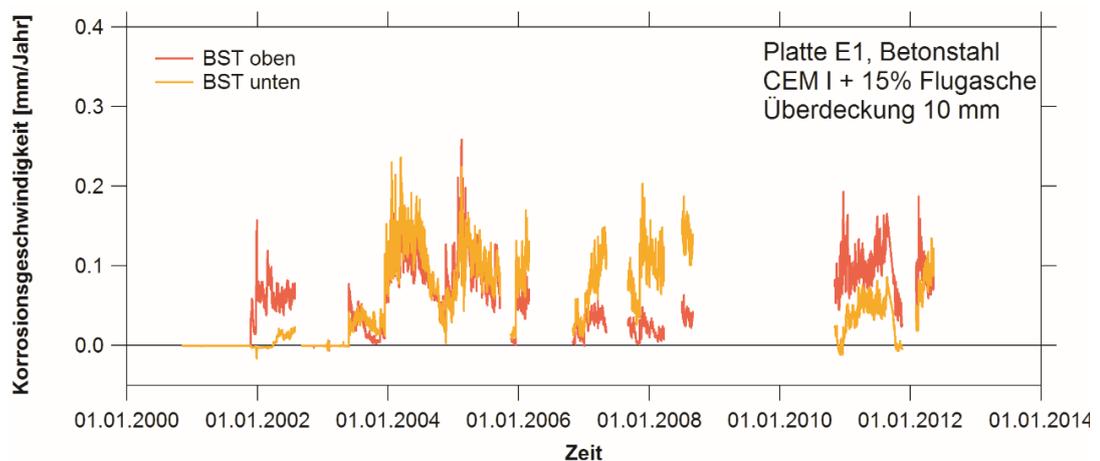


Abb. 51 Korrosionsgeschwindigkeit von zwei Betonstählen in der Betonplatte E1.

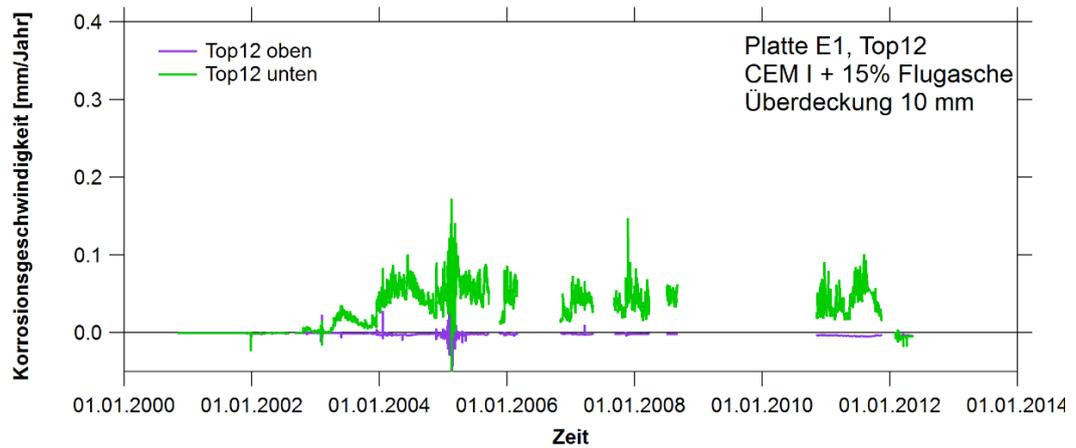


Abb. 52 Korrosionsgeschwindigkeit von zwei nichtrostenden Betonstählen Top12 in der Betonplatte E1.

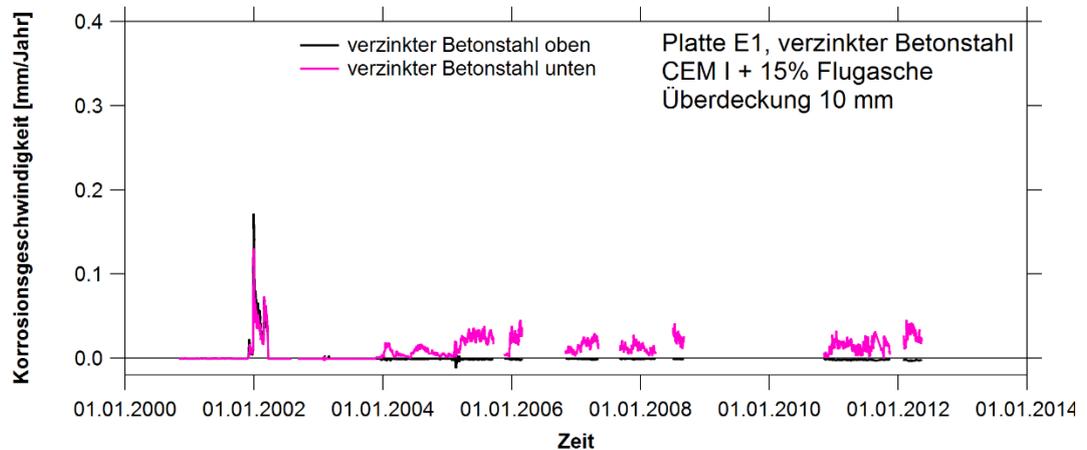


Abb. 53 Korrosionsgeschwindigkeit von zwei verzinkten Betonstählen in der Betonplatte E1.

In der folgenden *Abb. 54* ist der Verlauf der Korrosionsgeschwindigkeit verschiedener Betonstähle in der Betonplatte D1 (noch nicht ausgebaut) dargestellt. Auch bei den händischen Messungen ist der saisonale Verlauf der Korrosion gut erkennbar. Auch in diesem Fall sind keine markanten Abweichungen bei der Korrosionsgeschwindigkeit im Vergleich zu den anderen Betonen mit Zusatzstoffen vorhanden. Es ist zudem ersichtlich, dass bei beiden Top12-Stahlproben Korrosionsprozesse vorhanden sind. Die nichtrostenden Stähle 1.4462 verhalten sich hingegen passiv (Korrosionsgeschwindigkeit $\cong 0$ mm/Jahr).

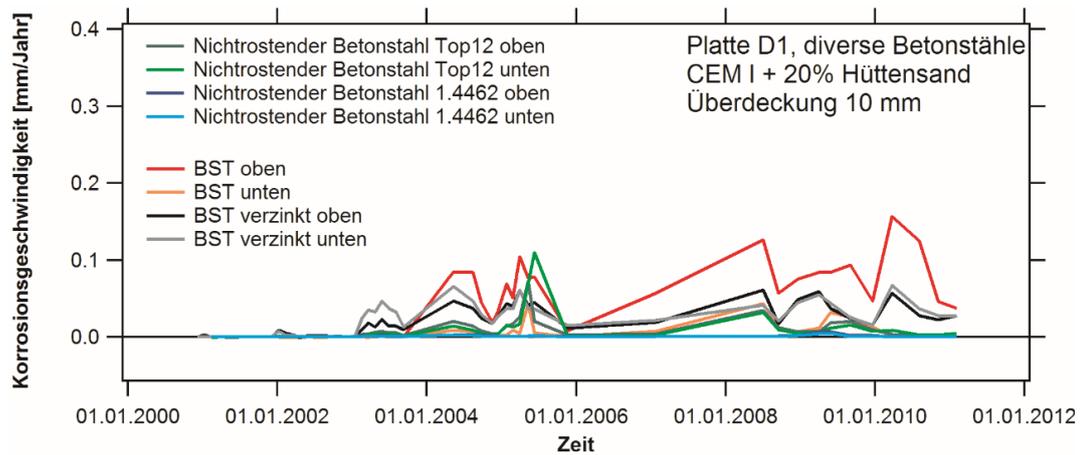


Abb. 54 Korrosionsgeschwindigkeit von verschiedenen Betonstählen in der Betonplatte D1.

3.5.6 Korrosionsströme der Spezialplatten A3/A4, B3/B4 und C3/C4

Bei den Betonplatten A3 und A4 sowie B3 und B4 wurde die vordere Plattenhälfte mit 2% Chloride im Anmachwasser hergestellt. Die beiden A-Platten wurden nach der Aushärtung hydrophobiert, während die B-Platten unbehandelt blieben. Die Abb. 53 zeigt den Vergleich der gemessenen Korrosionsströme (Makroelementströme) in den A- und B-Platten. Es ist deutlich, dass sich die hydrophobierten Platten besser verhalten. Nach anfänglicher Korrosion sinken die Stromstärken auf vernachlässigbare Werte ab, was auf die Austrocknung der Platten zurückzuführen ist. Allerdings setzt die Korrosion nach einigen Jahren z.T. wieder ein. Dies könnte ein Hinweis auf ein Nachlassen der Wirkung der Hydrophobierung oder Korrosion infolge Karbonatisierung des Betons sein.

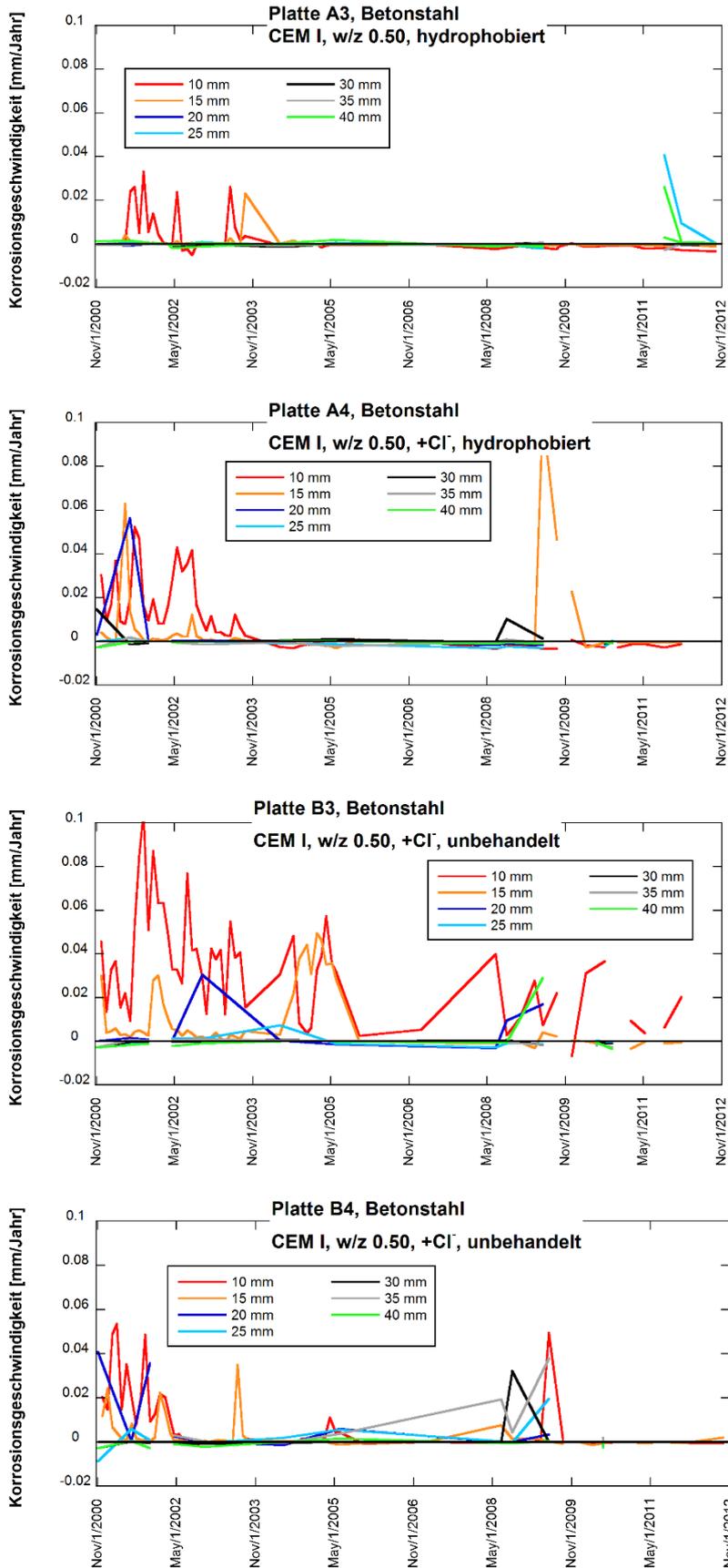


Abb. 55 Korrosionsgeschwindigkeit der Betonstahlproben in den Platten A3 und A4 (hydrophobiert) sowie B3 und B4 (unbehandelt). Annahme Anodenfläche 4 cm².

Bei den Platten C3 und C4 wurden dem Beton bei der Herstellung 2% Chloride zugemischt. Beim rückseitigen Bewehrungsnetz handelt es sich um einen feuerverzinkten Betonstahl. Bei den Messungen wurde untersucht, ob sich die verzinkte Bewehrung als Opferanode verhält und die beiden vorderen, korrodierenden Lagen kathodisch schützen kann. Gemessen wurde jeweils der Makroelementstrom zwischen den beiden Bewehrungsmatten (Abb. 55). Wie das Diagramm zeigt, weist dieser Strom über die gesamte Versuchsdauer ein negatives Vorzeichen auf, d.h. von der verzinkten Bewehrungsmatte fliesst ein Schutzstrom in das vordere Bewehrungsnetz. Tendenziell ist mit der Zeit eine Abnahme des Schutzstromes erkennbar. Mithilfe der Farraday-Gleichung (siehe nachfolgendes Kap. 3.5.7) kann der Masseverlust an Zink und daraus der Zinkabtrag abgeschätzt werden. Die Berechnung ergibt einen gleichmässigen Zinkabtrag von 55 µm. Es ist demzufolge davon auszugehen, dass die Schutzwirkung der Feuerverzinkung bereits erschöpft (Rostflecken bei der Platte B3) oder in den nächsten Jahren aufgebraucht ist.

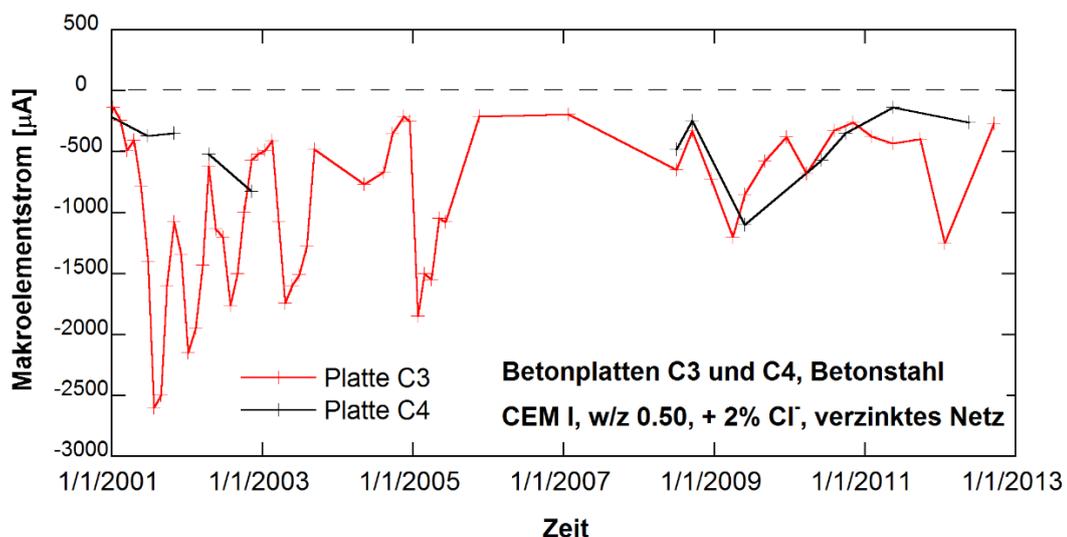


Abb. 56 Makroelementstrom vom verzinkten Bewehrungsnetz in den Platten C3 und C4.

3.5.7 Berechnung des Masseverlustes aus den Korrosionsströmen

An den Stahlproben wurden Korrosionsstrommessungen gemäss Kapitel 2.4 und 3.5.3 durchgeführt. Es handelt sich dabei um den Makroelementstrom zwischen isolierten Bewehrungsstäben (Anode) und dem rückseitigen Bewehrungsnetz (Kathode), der teilweise mit Datenloggern aufgezeichnet oder händisch gemessen wurde. Dieser Strom kann mit Hilfe der nachfolgenden Farraday-Gleichung und Integration der Stromstärke in einen Masseverlust über eine bestimmte Zeitperiode umgerechnet werden.

$$G = \frac{M}{z \cdot F} \cdot I \cdot t$$

G	umgesetzt Masse	g
M	Atommasse	g/mol
I	Stromstärke	A
t	Zeit	s
z	Wertigkeit von Fe	-
F	Farradaykonstante	As/mol

Die Abb. 57 zeigt beispielhaft den Korrosionsfortschritt von zwei Betonstahlproben mit einer Bewehrungsüberdeckung von 10 mm aus der Platte H4 (händische Messung). Im Diagramm eingetragen sind auch die aus der Volumenbestimmung berechneten (effektiven) Masseverluste der ausgebauten Stahlproben. Zwischen diesen Werten und den Endwer-

ten der integrierten Masseverluste liegt rund ein Faktor 2. Die aus den Makroelementströmen berechneten Gesamtabträge liegen demzufolge in der gleichen Grössenordnung wie die Anteile aus Eigenkorrosion.

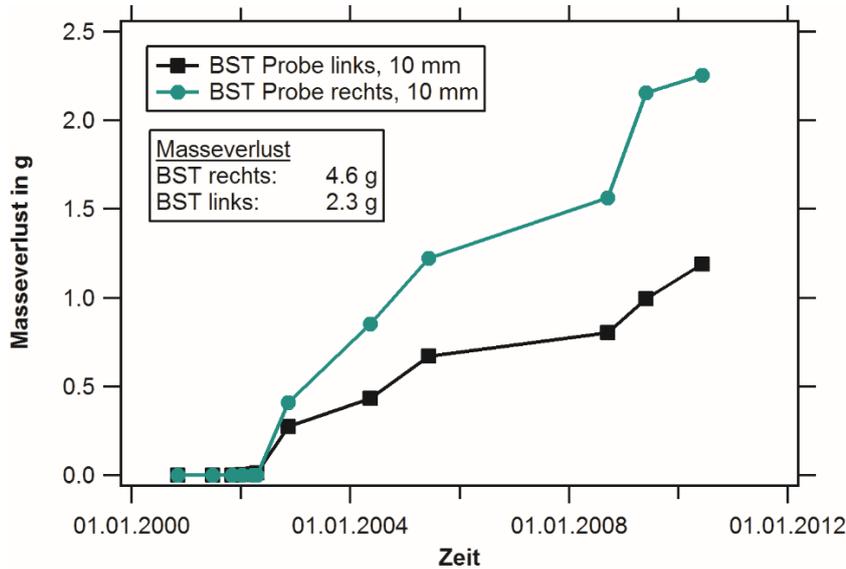


Abb. 57 Masseverlust über die Zeit für zwei Betonstahlproben der Platte H4.

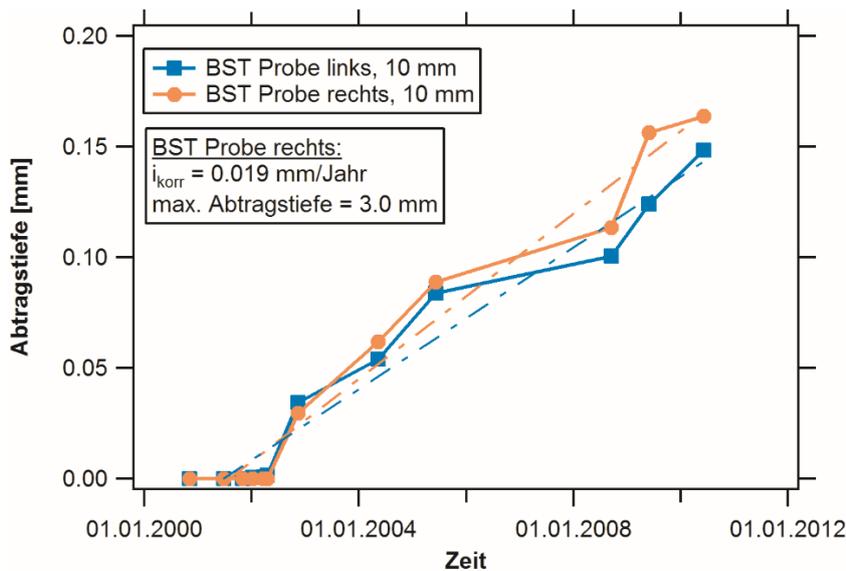


Abb. 58 Abtragstiefe über die Zeit für zwei Betonstahlproben der Platte H4.

Um geometrieunabhängige Grössen vergleichen zu können, wurde wiederum mit dem Faraday'schen Gesetz, der Dichte von Stahl und der Anodenfläche (aktive Korrosionsstelle) der Metallabtrag bzw. die Korrosionsgeschwindigkeit als Dickenminderung pro Jahr berechnet (Abb. 58). Da die Anodenfläche grundsätzlich nicht bekannt ist, wurde als Annahme die im Labor ausgemessene korrodierte Fläche gemäss Anhang V berücksichtigt. Bei der Stahlprobe BST links beträgt die Anodenfläche rund 50% der Stahloberfläche, bei der Probe BST rechts 86%. Es ist ersichtlich, dass der Kurvenverlauf beider Proben ähnlich ist. Der treppenförmige Verlauf der zunehmenden Abtragstiefe hat primär klimatische Ursachen. Während der warmen Sommermonate ist die Korrosionsgeschwindigkeit grösser als im Winter, da der elektrische Betonwiderstand mit zunehmender Temperatur abnimmt und vom Winter noch viel Feuchtigkeit im Beton vorhanden ist.

Die Korrosionsgeschwindigkeit der beiden Bewehrungsstäbe ist vergleichbar. Sie beträgt als Beispiel für die BST Probe rechts im Mittel 0.019 mm/Jahr ($= 19 \mu\text{m/Jahr}$), während die BST Probe links etwas langsamer korrodierte (geringere Steigung der Fortschrittskurve).

Somit beträgt der gesamte Stahlabtrag der Probe BST rechts nach rund 9 Jahren ca. 0.17 mm. Effektiv wurde im Labor eine maximale Lochtiefe von 3 mm festgestellt, d.h. ein um den Faktor 17 höherer Wert. Bei der Probe BST links mit einer maximalen Lochtiefe von 1.8 mm beträgt der entsprechende Faktor rund 10. Für die weiterführende Diskussion wird auf das Kap. 4.1.2 verwiesen.

Mit dem gleichen Vorgehen können auch die mit den Datenloggern gemessenen Makroelementströme über die Zeit integriert werden. Die *Abb. 59* zeigt die zeitliche Zunahme des Masseverlustes infolge Korrosion von zwei Betonstahlproben in der Platte H1 über die Zeit und die *Abb. 60* den entsprechenden Anstieg der Abtragstiefe mit grafischer Abschätzung der maximalen Korrosionsgeschwindigkeit. Als (unbekannte) Anodenfläche wurde die nach dem Entrosten ausgemessene korrodierte Fläche verwendet.

Der korrosionsbedingte Stahlabtrag nimmt zwischen 2004 und 2006 stark zu. Anschließend kommt es zu einer starken Verlangsamung der Korrosion, was vermutlich auch mit der Aktivierung des rückseitigen Bewehrungsnetzes zusammenhängt (vgl. Kap. 3.5.4). Bei Versuchsende lagen die aus den Strommessungen berechneten Massenverluste zwischen rund 0.8 und 1.0 g. Die nach dem Entrosten der Stahlproben gravimetrisch bestimmten Massenverluste lagen bei 1.55 und 2.31 g, was etwa ein Faktor 2 höher ist. Dieses Ergebnis deckt sich grundsätzlich mit demjenigen von der Platte H4.

Durch das Anlegen einer Gerade an die Abtragskurve kann die maximale Korrosionsgeschwindigkeit bestimmt werden (*Abb. 60*). Sie beträgt z.B. für die Stahlprobe BST unten 0.22 mm/Jahr. Die totale Abtragstiefe weist Werte zwischen 0.32 und 0.42 mm auf. Die an den ausgebauten Proben gemessenen, maximalen Abtragstiefen sind rund einen Faktor 5 höher. Dieser Unterschied ist deutlich kleiner als bei der Betonplatte H4. Als Grund kommt die grössere Anodenfläche infolge des zusätzlichen, flächigen Korrosionsangriffs infolge Karbonatisierung in Frage. Bei der Platte H1 ohne Einfluss der Karbonatisierung konzentrierte sich der Lochfrassangriff auf einer kleineren Fläche. Dadurch reduziert sich der Pitting-Faktor, der die Lokalisierung des Korrosionsangriffs berücksichtigt, von über 15 auf 5 (siehe Kap. 4.1.3).

Weitere Beispiele von Korrosionsfortschrittskurven sind im Anhang XII zusammengestellt.

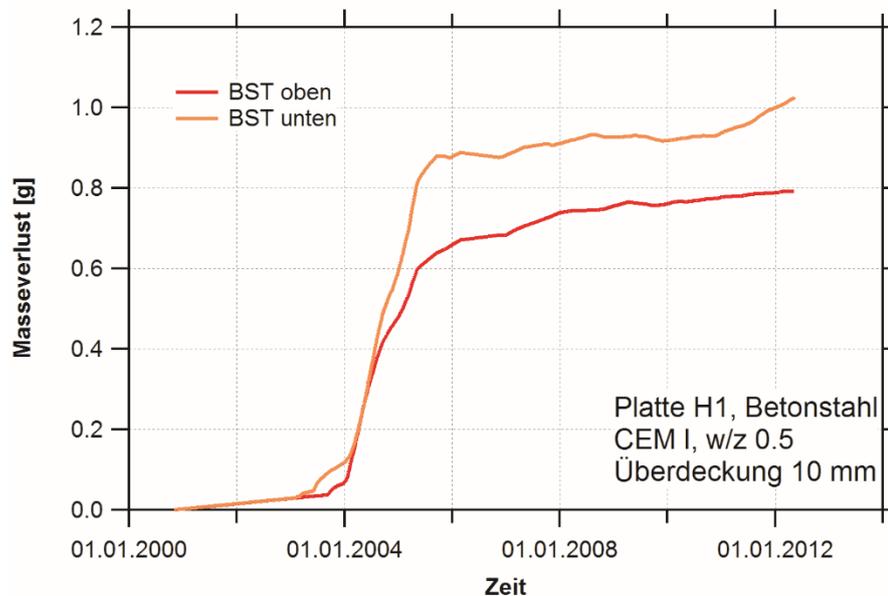


Abb. 59 Masseverlust über die Zeit von zwei Betonstahlproben der Platte H1.

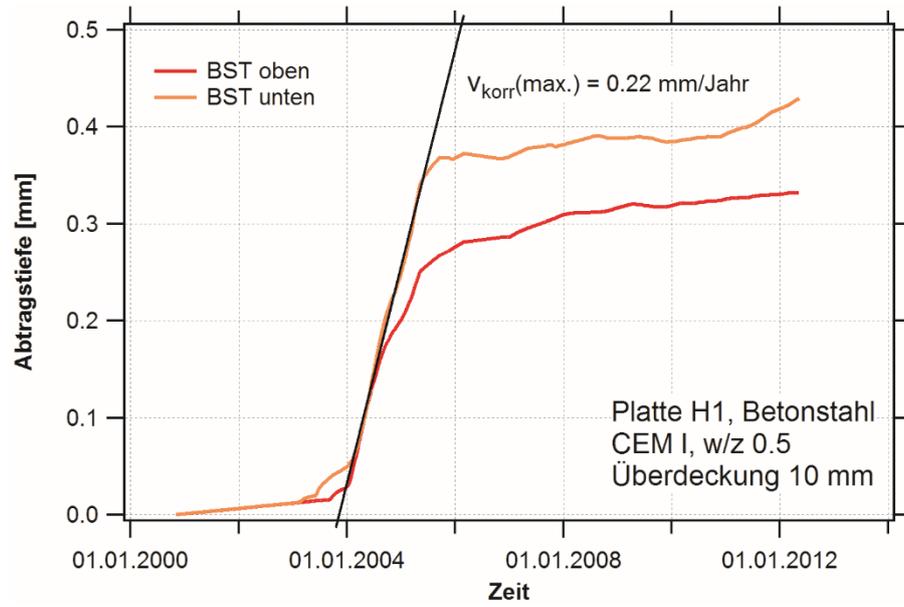


Abb. 60 Abtragstiefe über die Zeit von zwei Betonstahlproben der Platte H1.

4 Diskussion

4.1 Chloridinduzierte Bewehrungskorrosion

4.1.1 Kritischer Chloridgehalt - Initiierungsphase

Die während dem Feldversuch im Naxbergtunnel bestimmten kritischen Chloridgehalte C_{krit} liegen für den unlegierten Betonstahl B500B (warmgewalzt) im Mittel zwischen 0.05 und 0.11 M%/B und für den nichtrostenden Betonstahl Top12 zwischen 0.11 und 0.17 M%/B (exkl. die Ergebnisse von Top12-Stahl bei den H- und G-Platten). Für den nichtrostenden Betonstahl 1.4462 konnte kein kritischer Chloridgehalt bestimmt werden, da die Stähle innerhalb des untersuchten Zeitraumes korrosionsfrei blieben. Aufgrund der Ergebnisse von den Betonplatten mit Hüttensand kann jedoch geschlossen werden, dass der kritische Chloridgehalt für diese hochlegierten Stähle über 3 M%/Z beträgt, wie dies auch in Schiegg (2012) festgehalten ist. In der Tab. 6 sind die auf den Zementgehalt umgerechneten (siehe Kap. 3.4) kritischen Chloridgehalte zusammengestellt. Ein Einfluss des Bindemittels ist nicht erkennbar.

Tab. 6 Mittlere kritische Chloridgehalte C_{krit} in M%/Z für Betonstahl und Top12.

Betonqualität	C_{krit} (B500B) [M%/Z]	C_{krit} (Top12) [M%/Z]	C_{krit} (1.4462) [M%/Z]
CEM I, w/z 0.5	0.40 – 0.80	1.39	> 2.46
CEM I, w/z 0.35	0.71	-	> 1.63
CEM I + 15% SS, w/b 0.5	0.57	1.39	> 2.71
CEM I + 7% FA, w/b 0.5	0.64	1.28	> 2.56
CEM I + 20% HS, w/b 0.5	0.74	0.90	> 3.03
Mittelwert	0.64	1.24	> 2.48

SS: Silikastaub / FA: Flugasche / HS: Hüttensand

Generell kann festgehalten werden, dass die Variation der in dieser Arbeit bestimmten kritischen Chloridgehalte für den Betonstahl und den Top12 gering ist. In der internationalen Literatur variieren die Grenzwerte für unlegierten Betonstahl bis zu einem Faktor 10 (Angst 2009). In diesem Review zum kritischen Chloridgehalt im Beton werden als wichtigste, eigenständige Einflussgrößen der Zustand der Stahl-Beton Grenzfläche und das Korrosionspotenzial des Bewehrungsstahls genannt. Alle anderen Einflussgrößen überlagern sich gegenseitig und/oder sind voneinander abhängig.

Vergleicht man den mittleren kritischen Chloridgehalt für Betonstahl B500B mit den nachfolgenden Angaben aus der Norm SIA 269/2 (2011), befindet man sich in einem Bereich des Chloridgehaltes, wo mit Korrosion an der Bewehrung zu rechnen ist.

- Chloridgehalt < 0.4 Massen-%/Zementgehalt: kaum Korrosionsrisiko vorhanden
- Chloridgehalt 0.4 bis 1,0 Massen-%/Zementgehalt: Korrosion möglich
- Chloridgehalt > 1.5 Massen-%/Zementgehalt: hohes Korrosionsrisiko.

Aufgrund langjähriger praktischer Erfahrung bei Zustandsuntersuchungen an Brücken- und Tunnelbauwerken können kritische Chloridgehalte im Bereich zwischen 0.4 und 1.0 M%/Z in vielen Fällen bestätigt werden. Die Praxis zeigt auch, dass der kritische Chloridgehalt bei Fahrbahnplatten tendenziell meist etwas tiefer liegt, als bei vertikalen, spritzwasserbeanspruchten Bauteilen, was vermutlich auf die höhere Betonfeuchtigkeit von Brückenfahrbahnen zurückzuführen ist. Bei grossen Bewehrungsüberdeckungen nehmen die kritischen Chloridgehalte i.d.R. zu. C_{krit} von 1 bis 1.5 M%/Z bei Überdeckungen über 40 mm sind in solchen Fällen keine Seltenheit. Aufgrund der vorliegenden Ergebnisse und den Praxiserfahrungen sowie der wissenschaftlichen Erkenntnis, dass es keinen fixen kritischen Grenzwert für den korrosionsauslösenden Chloridgehalt gibt, lässt sich schliessen,

dass die Schwellenwerte gemäss Norm SIA 269/2 (2011) einen sinnvollen Umgang mit der Problematik des kritischen Chloridgehaltes erlauben.

4.1.2 Korrosionsfortschritt

Im Kap. 3.5.7 wurde am Beispiel der Platte H4 gezeigt, dass zwischen gravimetrischer Bestimmung des Masseverlustes infolge Korrosion und der Berechnung des Stahlabtrags aus den Makroelementströmen eine deutliche Differenz vorhanden ist. Bei den gemessenen Korrosionsströmen handelt es sich um Ströme, die als Folge der Spannungsdifferenz zwischen der aktiven Korrosionsstelle und dem passiven rückseitigen Bewehrungsnetz (Kathode) entstehen. Bei dieser Methode muss berücksichtigt werden, dass durch die Messung des Makroelementstromes nicht der gesamte Stahlabtrag erfasst werden kann und dadurch die effektive Korrosionsgeschwindigkeit unterschätzt, nie jedoch überschätzt wird.

Die Ursache der Differenz zwischen gravimetrischer und elektrochemischer Messung besteht darin, dass bei der Korrosionsstrommessung nur das äussere Makroelement zwischen Stahlsensor und Bewehrungsnetz erfasst wird, während der Eigenkorrosionsstrom über eine einfache Stromstärkenmessung zwischen aktiver Stahlprobe und Kathode (rückseitiges Bewehrungsnetz) messtechnisch nicht zugänglich ist. Als Eigenkorrosionsstrom wird der Makroelementstrom auf der Stahlprobe bezeichnet, der von der gewählten Messtechnik nicht erfasst wird (Abb. 61). Neuere Untersuchungen von Harnisch (2012) zeigen, dass der Eigenkorrosionsanteil in einem Bereich zwischen etwa 10 bis 50% der Gesamtkorrosionsaktivität liegen kann. In der Arbeit von Schiegg (2002) wird der durchschnittliche Anteil Eigenkorrosion mit 0.025 mm/Jahr beziffert.

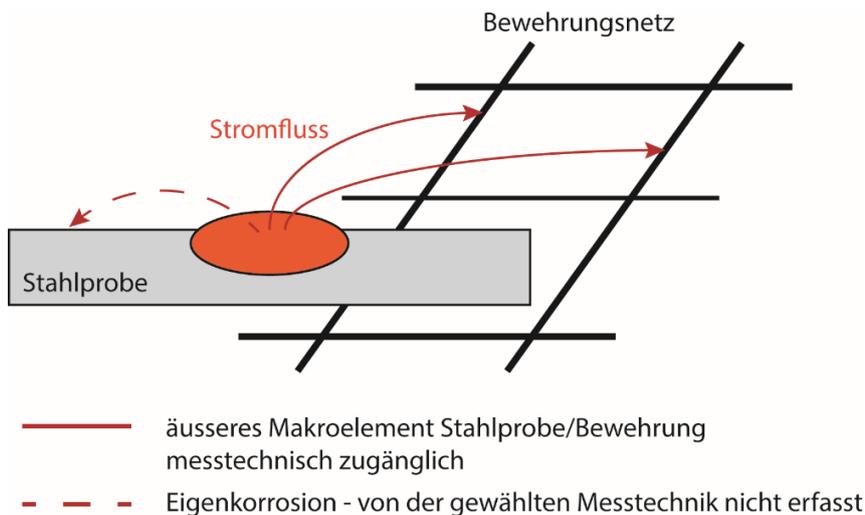


Abb. 61 Prinzip des äusseren, messtechnisch zugänglichen Makroelementes zwischen Stahlprobe und Bewehrungsnetz und der Eigenkorrosion auf einer Stahlprobe. Nach Schiegg (2004b).

Abb. 62 zeigt den Zusammenhang zwischen dem Masseverlust berechnet aus den Korrosionsströmen und den gravimetrischen Bestimmungen. Mit einer Ausnahme wurden wegen dem zunehmenden Einfluss von Ungenauigkeiten bei der Bestimmung des Masseverlustes durch Wägung nur Proben berücksichtigt, wo der gravimetrisch bestimmte Masseverlust mehr als 0.5 g beträgt und ein mehr oder weniger vollständiger Datensatz an Strommessungen vorliegt. Es ist eine deutliche Korrelation zwischen den Ergebnissen beider Verfahren vorhanden. Allerdings befinden sich die meisten Datenpunkte nicht auf der Geraden mit Steigung 1, wo der Masseverlust gravimetrisch und berechnet aus den Makroelementströmen identisch ist, sondern in einem Bereich zwischen zwei Geraden mit den Steigungen 1 und 2. Dies bedeutet, dass der gravimetrisch bestimmte Masseverlust um einen Faktor zwischen 1 und 2 grösser ist, als dies aufgrund der integrierten Ströme zu erwarten wäre (Mittelwert 1.75). Mit anderen Worten, die Stahlabträge infolge Eigenkorrosion sind im Maximum etwa gleich gross wie die aus den Makroelementströmen geschätzten Korrosionsverluste.

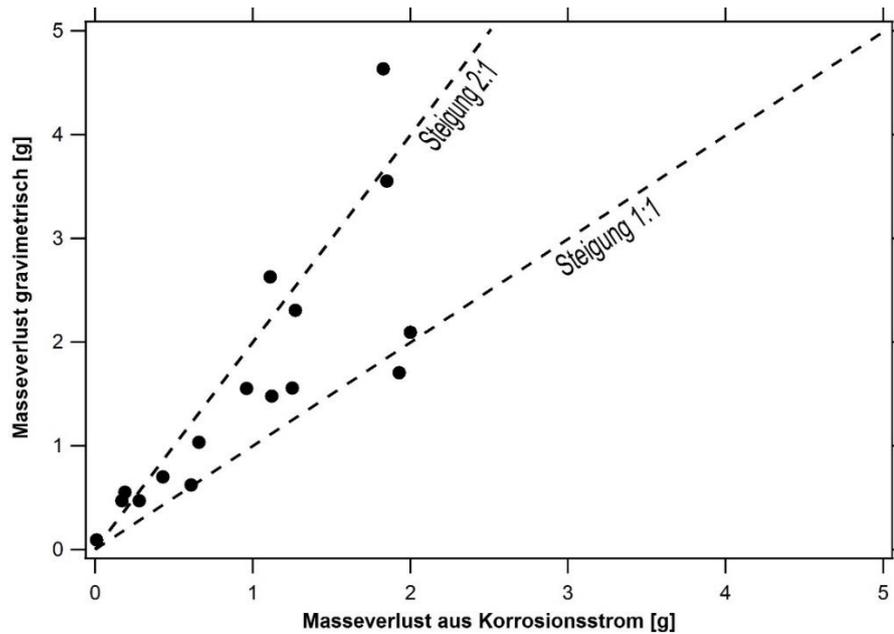


Abb. 62 Zusammenhang zwischen Masseverlust berechnet aus den Korrosionsströmen und den gravimetrischen Bestimmungen.

Es gibt verschiedene Gründe, weshalb der Eigenkorrosionsanteil bei den Versuchsplatten vom Naxberg z.T. deutlich grösser ist, als dies aufgrund der Untersuchungen von Harnisch (2012) zu erwarten wäre. Die im Vergleich zu realen Bauteilen verhältnismässig dünnen Platten beschränken die Stromausbreitung des Makroelementes, was einen geringeren Stromfluss zur Folge hat. Ausserdem wurden die isolierten Bewehrungsstäbe entlang der Plattenränder eingelegt, was die Stromausbreitung ebenfalls behindert. Dies ist insbesondere dann der Fall, wenn sich die Korrosionsangriffe in der Nähe der Anschlüsse befinden, was mehrfach festgestellt werden konnte. Weiter wurde während dem Ausbau der Bewehrungsstäbe festgestellt, dass in vielen Fällen auch das rückseitige Bewehrungsnetz durch Korrosion angegriffen war. Dadurch fliesst weniger Strom von den korrodierenden Bewehrungsstäben in dieses Netz, was eine Erhöhung des Eigenkorrosionsanteils zur Folge hat. Ebenfalls ungünstig auswirken kann sich die Kombination von normalem und verzinktem Betonstahl, da das aktive Zink die Makroelementkorrosion des Betonstahls abschwächt oder unterdrückt. Aus diesem Grund wurden die verzinkten Stahlstäbe nach einigen Jahren Versuchsdauer von den übrigen Bewehrungen isoliert. In Hunkeler (1994) sind einige generelle Zusammenhänge zur Makroelementkorrosion enthalten. Demnach nimmt die Stromdichte im Makroelement zu:

- mit zunehmender Betonfeuchtigkeit (abnehmender elektrischer Betonwiderstand)
- mit zunehmender Fläche der Korrosionsstelle (Anode)
- mit zunehmendem Verhältnis von Kathoden- zu Anodenfläche
- mit zunehmender Temperatur.

Das Flächenverhältnis zwischen Anode und Kathode ist bei den Naxberg-Platten im Vergleich zu realen Bauteilen wie z.B. Brückenplatten oder Tunnelwänden vergleichsweise klein. Demzufolge wird die maximal mögliche Leistung des Makroelementes nicht ausgenutzt, so dass unter Praxisbedingungen mit eher höheren Korrosionsgeschwindigkeiten zu rechnen ist.

4.1.3 Entwicklung der Korrosionsgeschwindigkeit

In der *Abb. 58* ist zeitliche Zunahme der Abtragstiefe von zwei Betonstahlproben in der Platte H4 dargestellt. Als Anodenfläche wurde als vereinfachte Annahme die korrodierte Fläche nach dem Ausbau der Proben berücksichtigt. In der Realität ist die Anodenfläche wie auch die Abtragstiefe nicht konstant, sondern nimmt im Laufe der Zeit, d.h. mit ansteigender Korrosionsdauer, zu. Bei der Lochkorrosion, ausgelöst durch Chloride, handelt es sich um eine lokale Korrosion (Lochfrass). Zum Zeitpunkt der Initiierung ist die Anodenfläche sehr klein. Erst mit der Zeit weiten sich die Löcher aus und wachsen zu grösseren Mulden zusammen. Gleichzeitig schreitet das Lochwachstum in die Tiefe voran. Die mehr oder weniger stetige Zunahme der Abtragstiefe gemäss *Abb. 58* entspricht deshalb kaum der Realität.

Um der Lokalisierung des Korrosionsangriffs Rechnung zu tragen, kann man einen sogenannten Pitting-Faktor einführen. Neuere Untersuchungen von Harnisch (2012) haben Pitting-Faktoren zwischen etwa 6 und 17 ergeben. Er weist in seiner Arbeit aber darauf hin, dass diese Pitting-Faktoren im Lauf der Zeit kleiner werden, da die Anodenfläche, wie oben erwähnt, mit zunehmender Korrosionsdauer grösser wird.

Der zunehmende Chloridgehalt an der Korrosionsstelle führt zu einer Verschärfung der Korrosionsbedingungen. Einerseits gelangen die Chloride durch das salzhaltige Spritz- und Kontaktwasser in den Beton, andererseits migrieren die negativ geladenen Cl⁻-Ionen im elektrischen Feld zur Anode. Wegen der Konzentrationszunahme der Chloride und Eisenionen von der Korrosion wird der Beton zunehmend hygroskopisch, was die Austrocknung erschwert. Aufgrund dieser Überlegungen ist zu erwarten, dass die Korrosionsgeschwindigkeit v.a. in der Anfangsphase markant ansteigt und sich nach einigen Jahren, wenn sich die Bedingungen im Beton ausgleichen, tendenziell stabilisiert. Eine weitere markante Zunahme der Korrosionsgeschwindigkeit könnte sich dann einstellen, wenn sich die Dichtigkeit des Überdeckungsbetons infolge Rissbildung oder Betonabplatzungen reduziert. Auch die Karbonatisierung des Betons führt zu aggressiveren Bedingungen an der Stahloberfläche. Bei der Platte H4 wurden beispielsweise Karbonatisierungstiefen von über 15 mm gemessen.

Aus Untersuchungen in wässrigen Lösungen ist bekannt, dass die Korrosionsgeschwindigkeit nach einiger Zeit ein Maximum erreicht und anschliessend abnimmt. Dies wird mit einer zunehmenden Behinderung des Korrosionsprozesses durch ausgefällte, schwerlösliche Korrosionsprodukte erklärt (Hunkeler 1994). Wie die Naxberg-Versuche gezeigt haben, sind teilweise auch Korrosionsangriffe am rückseitigen Bewehrungsnetz, das die Funktion der Kathode übernimmt, aufgetreten. Durch diese Angriffe wird die Leistung der Kathode verringert, was eine allmähliche Verlangsamung der Korrosion an den Stahlproben zur Folge hat.

Um das zeitliche Wachstum der Anodenfläche zu berücksichtigen, wurde diesem ein Wurzel-Zeit Gesetz zugrunde gelegt, was mit diffusionskontrollierten Wachstumsprozessen begründet wird (Bemerkung: ein linearer oder exponentieller Ansatz führt zu Ergebnissen, die aus physikalischen Gründen unmöglich sind):

$$F_A = k \cdot \sqrt{t}$$

F_A Anodenfläche [mm²]

Die *Abb. 63* zeigt die Zunahme der Abtragstiefen für zwei Betonstahlproben der Platte H4 mit konstanter und zeitlich ansteigender Anodenfläche. Für den Fall mit variabler Anodenfläche ist ersichtlich, dass der Korrosionsabtrag zu Beginn stark zunimmt und sich nach etwa vier Jahren allmählich stabilisiert, währenddem eine konstante Anodenfläche zu einem mehr oder weniger linearen Korrosionsabtrag führt. Durch das Anlegen von Tangenten an die Wachstumskurven kann die maximale Korrosionsgeschwindigkeit ermittelt werden. Sie beträgt für die Betonstahlprobe links ca. 70 µm/Jahr, was gegenüber dem linearen Wachstum um etwa einen Faktor 3.7 grösser ist. Für die Betonstahlprobe beträgt die maximale Korrosionsgeschwindigkeit 0.26 mm/Jahr. Dies ist über 10 x grösser als die Geschwindig-

keit aufgrund der linearen Zunahme der Anodenfläche. Solche Korrosionsgeschwindigkeiten sind für vergleichbare, stark chloridbelastete Bauteile durchaus plausibel, wie dies auch in früheren Arbeiten dokumentiert wurde (z.B. Schiegg 2004a).

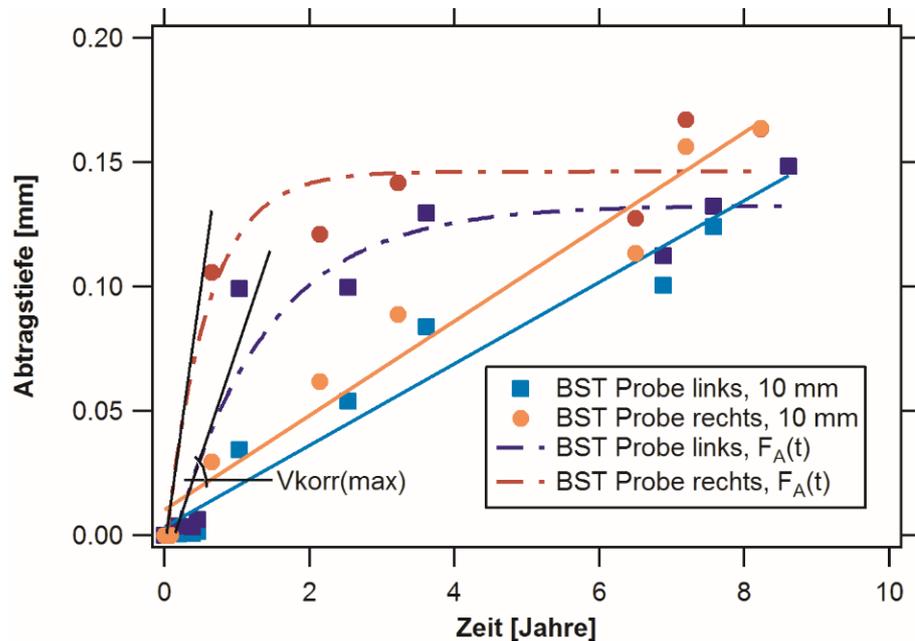


Abb. 63 Abtragstiefe über die Zeit für zwei Betonstahlproben der Platte H4 für konstante und zunehmende Anodenflächen F_A .

Mit Hilfe von Pitting-Faktoren kann die Lokalisierung des Angriffs bei der Lochkorrosion charakterisiert werden. Allerdings ist für die Beurteilung des Tragwiderstandes von Bauteilen bei Berücksichtigung von Restquerschnitten in vielen Fällen nicht unbedingt die maximale Abtragstiefe massgebend, sondern die Geometrie der Lochfrassstelle (z.B. segment- oder kegelartige Ausprägung). Tiefreichende und enge Löcher hätten zwar einen hohen Pitting-Faktor, aber keinen grossen Querschnittsverlust zur Folge. Ein direkter Zusammenhang zwischen Pitting-Faktor und Querschnittsverlust ist demzufolge nicht zu erwarten. In dieser Arbeit wurden keine Untersuchungen zur Lochgeometrie durchgeführt. Gewisse Modellansätze und empirische Untersuchungen finden sich aber z.B. in der Promotionsarbeit von Harnisch (2012).

5 Folgerungen

5.1 Folgerungen für die Nutzungsdauer von chloridbelasteten Bauteilen

Die Chloridprofile, welche im Naxberg nach 2 bzw. 3, 5 und 12 Jahren vorgefunden wurden, sind sehr hoch und tiefreichend. Die eingesetzten Betone wiesen im Alter von 28 Tagen Chloridmigrationskoeffizienten zwischen $3.2 \cdot 10^{-12}$ (Beton mit Silikastaub), $7.5 \cdot 10^{-12}$ (w/z 0.35) und 13 bis $15 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ (alle übrigen Betone) auf. Mit zunehmendem Alter haben die hohen Werte abgenommen, was auf sogenannte ageing-Effekte zurückzuführen ist (Bisschop 2016). Im Labor wurden aber erst nach über zwei Jahren deutlich reduzierte Migrationskoeffizienten bestimmt (um $5 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ für alle Betone). In den nationalen Elementen zur SN EN 206:2013 ist die Anforderung an den Chloridwiderstand von Beton für die Expositionsklassen XD2b und XD3 festgelegt. Der Grenzwert des Chloridmigrationskoeffizienten für 28 Tage alten Beton beträgt $10 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ gemäss Norm SIA 262/1 (2013). Die Auswertung des Chloridwiderstandes von 22 in den letzten beiden Jahren im Kanton Graubünden eingesetzten G(T4)-Betonen ergab, dass dieser im Mittel bei $5 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ lag. Ein Viertel der Werte lag zwischen 7 bis $9 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$. Ob dies genügt um dauerhafte Bauwerke zu erhalten, wird die Zukunft zeigen. Zumindest bei hohen Anforderungen und langer Nutzungsdauer muss das Gesamtsystem betrachtet und hinsichtlich Beton- und Stahlqualität, Bewehrungsüberdeckung und Oberflächenschutzsystem optimiert werden.

Aus heutiger Sicht sind die Gehalte an Zusatzstoffen wie Hüttensand und Flugasche bei den Naxberg Betonen gering und der w/z-Wert von 0.50 eher hoch. Trotzdem muss berücksichtigt werden, dass auch moderne Mischzemente bezüglich Dauerhaftigkeit nicht unbedingt von Vorteil sind (z.B. wegen geringeren Alkaligehalten im Vergleich zu CEM I). Die Schutzwirkung solcher Zemente gegen Schadstoffeintrag und Korrosion ist aktuell Gegenstand zahlreicher, internationaler Forschungsarbeiten. Die Praxis zeigt zudem, dass die am Bauteil erreichten Betonqualitäten in vielen Fällen unterhalb der Ergebnisse vom Betonwerk liegen. Ungenügende Nachbehandlung, Rissbildungen oder Wasserzugabe zum Frischbeton können die spätere Dichtigkeit des Betons reduzieren.

Wie die Messung der Karbonatisierungstiefe auf verschiedenen Höhen über dem Bankett und die Abschätzung der Karbonatisierungskoeffizienten ergeben hat, muss in Tunnelbauwerken mit einem erhöhten CO_2 -Gehalt der Luft gerechnet werden (Hunkeler 2016), was den Karbonatisierungsfortschritt bei mässig feuchtem Beton (im Tunnelinnern, ab ca. 2 m über dem Bankett) beschleunigt und demzufolge die Initiierungszeit bis zum Start der Bewehrungskorrosion verkürzt.

Der Feuchtigkeits- und Schadstofftransport in Betonbauteilen wird durch sogenannte Einzel- bzw. Grossereignisse massgebend beeinflusst. Bei solchen Ereignissen, die im Naxbergtunnel in der Regel einmal pro Jahr auftreten, werden grössere Mengen Wasser in den Beton bis in Tiefen von über 40 mm transportiert. Da diese Ereignisse im Winter bei fallenden Temperaturen auftreten, werden mit dem Wasser auch Chloride in den Beton eingetragen, weil die Strassen bei solchen klimatischen Bedingungen intensiv gesalzen werden. Mit Ausnahme des Betons mit w/z 0.35 werden die Schwankungen des Wassergehaltes im Beton mit der Zeit geringer, was auf die zunehmende Leitfähigkeit des Betons infolge des Chlorideintrages und die geringere Austrocknung durch hygroskopische Effekte zurückgeführt werden kann. Zusatzstoffe erhöhen den elektrischen Betonwiderstand, was grundsätzlich zu einer Verlangsamung der Korrosionsprozesse führt. Dieser Effekt schwächt sich mit der Zeit infolge zunehmendem Chloridgehalt jedoch ab. Eine wirksame Hydrophobierung vermag die Wirkung von Grossereignissen weitgehend zu verhindern. Sie ist demzufolge eine sehr effiziente Massnahme zur Verhinderung bzw. markanten Reduktion des Chlorideintrages, v.a. in den jungen Jahren eines Bauteils. Im vorliegenden Fall ist die Wirksamkeit der Hydrophobierung auch nach deutlich über 10 Jahren noch vorhanden. Trotzdem darf die Bewehrungsüberdeckung bei hydrophobierten Bauteilen nicht zu klein sein, da das Nachlassen der Wirksamkeit eventuell erst zu einem späteren Zeitpunkt erkannt wird.

Infolge der Grossereignisse steigt der Chloridgehalt im Überdeckungsbeton rasch an. Bereits nach wenigen Jahren war beim CEM I Beton mit w/z 0.50 der kritische Chloridgehalt auf Höhe der normgemässen Bewehrungsüberdeckung überschritten. Am Wandfusspunkt wurde in 30 mm Tiefe ein maximaler Chlorideintrag von etwa 0.45 M%/Z pro Jahr festgestellt. In ca. 1.5 m Höhe über dem Bankett nimmt dieser Wert auf ungefähr 0.25 M%/Z pro Jahr ab. Es hat sich gezeigt, dass der tiefe w/z Wert von 0.35 bei den G-Platten und die Zugabe von 7% Silikastaub (F-Platten) den Chlorideintrag merklich reduziert. Bei den Betonen mit Hüttsand und Flugasche waren die Chloridgehalte hingegen mit dem CEM I Beton vergleichbar. Eine klare Abhängigkeit des kritischen Chloridgehaltes von der Bewehrungsüberdeckung konnte nicht festgestellt werden. Möglicherweise sind die Differenzen der Überdeckungen in den relativ dünnen Betonplatten zu gering.

Mit der gewählten Instrumentierung der Betonplatten konnte der Zeitpunkt der Initiierung der Bewehrungskorrosion für unterschiedliche Bewehrungsüberdeckungen bestimmt und der kritische Chloridgehalt für das Auslösen der Korrosion abgeschätzt werden. Mit Ausnahme der hydrophobierten Betonplatten und des CEM I Betons mit w/z 0.35 wurden nach 8 Jahren auf einer Tiefe von 25 bis 30 mm Initiierungen festgestellt. Die kritischen Chloridgehalte lagen dabei im erwarteten Rahmen. Der nichtrostende Betonstahl Top12 mit Walzhaut hat gegenüber dem normalen Betonstahl einen etwa doppelt so hohen kritischen Chloridgehalt. Heute wird jedoch nur noch die gebeizte Variante ohne Walzhaut vertrieben, bei welcher der kritische Chloridgehalt um einen Faktor 3 bis 5 höher ist als beim unlegierten Betonstahl.

Mittels Makroelementstrommessungen an den isolierten Bewehrungsstäben konnte der Korrosionsfortschritt verfolgt werden. Der Vergleich der aus den Stromstärken berechnete Stahlabtrag mit den effektiven Korrosionsangriffen hat gezeigt, dass mit dieser Methode die reale Korrosionsgeschwindigkeit tendenziell unterschätzt wird. Die korrodierende Fläche (Anode) ist nicht bekannt, was bei chloridinduzierter Korrosion (Lochfrass) zu grossen Unsicherheiten bei der Beurteilung des Korrosionsfortschritts führt. Die Annahme kleiner Anodenflächen von 1 bis 2 cm² ergeben i.d.R. eine konservative Abschätzung der Korrosionsgeschwindigkeit. Es hat sich gezeigt, dass das Verhältnis zwischen dem Stahlabtrag aufgrund des Makroelementes und der Eigenkorrosion zwischen etwa 1 und 2 liegt. Ein grosser Anteil Eigenkorrosion führt bei Makroelementstrommessungen zu einer Unterschätzung der Korrosionsgeschwindigkeit um bis zu einem Faktor 2. Für die Berücksichtigung des zeitlichen Wachstums der Anodenfläche wurde diesem ein \sqrt{t} -Zeit-Gesetz zugrunde gelegt. Damit konnten praxisnahe Korrosionsgeschwindigkeiten berechnet werden. Für die CEM I- und Flugaschen-Betone muss mit Korrosionsgeschwindigkeiten von etwa 0.2 bis 0.3 mm/Jahr gerechnet werden. Für vertikale Tunnelwände mit hoher Chloridbelastung infolge Spritzwasserbeaufschlagung sind dies erfahrungsgemäss plausible Werte. Bei horizontalen Brückenplatten oder Geschossdecken von Parkings können noch deutlich höhere Geschwindigkeiten auftreten.

5.2 Folgerungen für die Instrumentierung und Überwachung von Betonbauteilen

Die gewählte Instrumentierung der Betonplatten und die Messtechnik haben sich generell bewährt. Mit den isolierten Bewehrungsstäben kann sowohl der Zeitpunkt der Initiierung der Korrosion bestimmt als auch der Korrosionsfortschritt messtechnisch verfolgt werden. Allerdings waren die Betonplatten aus heutiger Sicht teilweise etwas überinstrumentiert. Ein Nachteil war beispielsweise die Kombination unterschiedlicher Stahlqualitäten, was zu gegenseitiger Beeinflussung und erschwerter Auswertung und Interpretation der Daten geführt hat. Dies trifft v.a. für die Anwesenheit von verzinkten Betonstählen zu. Problematisch war auch die unerwartete Korrosion des rückseitigen Bewehrungsnetzes (Kathode), was zu einer beständigen Veränderung des Korrosionssystems führen kann. Bei solch dünnen Platten sollten nichtrostende Betonstähle als Kathode eingesetzt werden. Gut funktioniert haben die Widerstandssensoren zur Überwachung des Feuchtigkeitshaushaltes im Beton. Mit solchen Sensoren kann auch die Wirksamkeit von Oberflächenschutzmassnahmen bei Neubauten oder nach einer Instandsetzung kontrolliert werden. Allerdings muss der Temperatureffekt bei der Auswertung von elektrischen Betonwiderständen berücksichtigt bzw. kompensiert werden.

Da korrosionstechnische Grössen von den klimatischen Bedingungen am Bauteil stark beeinflusst werden, ist der Einsatz eines kontinuierlichen Monitoring-Systems gegenüber händischen Messungen vorteilhaft. Vor allem kurzzeitige Temperaturwechsel (Tagesgang), aber auch saisonale Unterschiede haben nicht vernachlässigbare Veränderungen der Messwerte zur Folge, die bei vereinzelt Handmessungen nur schwer interpretiert werden können. Heutige Systeme erlauben den automatischen Datentransfer via GPRS (Mobile-Netz), so dass die Anwesenheit am Bauwerk auf ein Minimum beschränkt werden kann.

6 Ausblick

Durch die seit mehr als 10 Jahren laufenden Messungen am Versuchsstand im Naxbergtunnel steht heute ein einmaliger Datensatz zum Wasser- und Schadstoffeintrag zur Verfügung, der auch für zukünftige Forschungsprojekte weiter genutzt werden kann. Ausserdem können an den noch nicht ausgebauten Platten weiterhin Messungen durchgeführt werden.

Seit einigen Jahren ist eine intensive Forschungstätigkeit auf dem Gebiet der probabilistische Dauerhaftigkeits-Bemessung von Stahlbetonbauwerken im Gange (Bisschop 2016, Osterminski 2013). Es gibt mittlerweile zahlreiche Modelle, mit denen z.B. die Initiierung der Bewehrungskorrosion prognostiziert werden kann. Die Zuverlässigkeit einer solchen Bemessung hängt hauptsächlich von der Qualität der Inputgrössen, wie dem Chloriddiffusionskoeffizienten und dessen Zeitabhängigkeit (ageing factor), der Exposition, der Betonüberdeckung, der Betonqualität und den Modellunsicherheiten ab. Die praktische Erfahrung zeigt, dass die in den letzten Jahren entwickelten Methoden für die Modellierung des Schadstoffeintrags häufig ein zu optimistisches oder auch zu pessimistisches Bild der Zeitdauer bis zum Beginn der Korrosion vermitteln und daher weiter optimiert werden müssen. Viele Modelle zur Beschreibung des Chlorideintrages in den Beton basieren auf dem 2. Fick'schen Diffusionsgesetz. Es ist aber klar, dass der Chlorideintrag bei häufig wechselnden Bedingungen (Nass-Trocken-Zyklen) mit reinen Diffusionsmodellen in den meisten Fällen nicht ausreichend genau beschrieben werden kann. In der Schweiz sind erst wenige Erfahrungen mit der probabilistischen Modellierung der Schadenentwicklung in Stahlbetonbauteilen und deren Validierung vorhanden.

Mit der zukünftigen Bemessung der Dauerhaftigkeit von Betonbauteilen ergibt sich weiterer Forschungsbedarf. Diese erfordert eine korrekte Berücksichtigung des Materialwiderstandes und die Kenntnis der tatsächlich zu erwartenden Einwirkungen. Dazu müssen Chloridprofile von älteren Brücken und Tunnels sowie jüngeren Bauwerken ausgewertet und die Migrationskoeffizienten am Bauwerksbeton bestimmt werden. Mittels instrumentierter Betonplatten, hergestellt mit neuen Zementarten, können im bestehenden Versuchsstand im Naxbergtunnel der zeitliche Verlauf des Chlorideintrages und die Dauer bis zur Initiierung von Korrosion messtechnisch verfolgt werden. Kombiniert mit Untersuchungen im Labor (Migrations- und Diffusionsversuche) können die so ermittelten Widerstände und Einwirkungen für eine realitätsnahe Bemessung der Dauerhaftigkeit verwendet und mit der Bewehrungsüberdeckung in Bezug gesetzt werden.

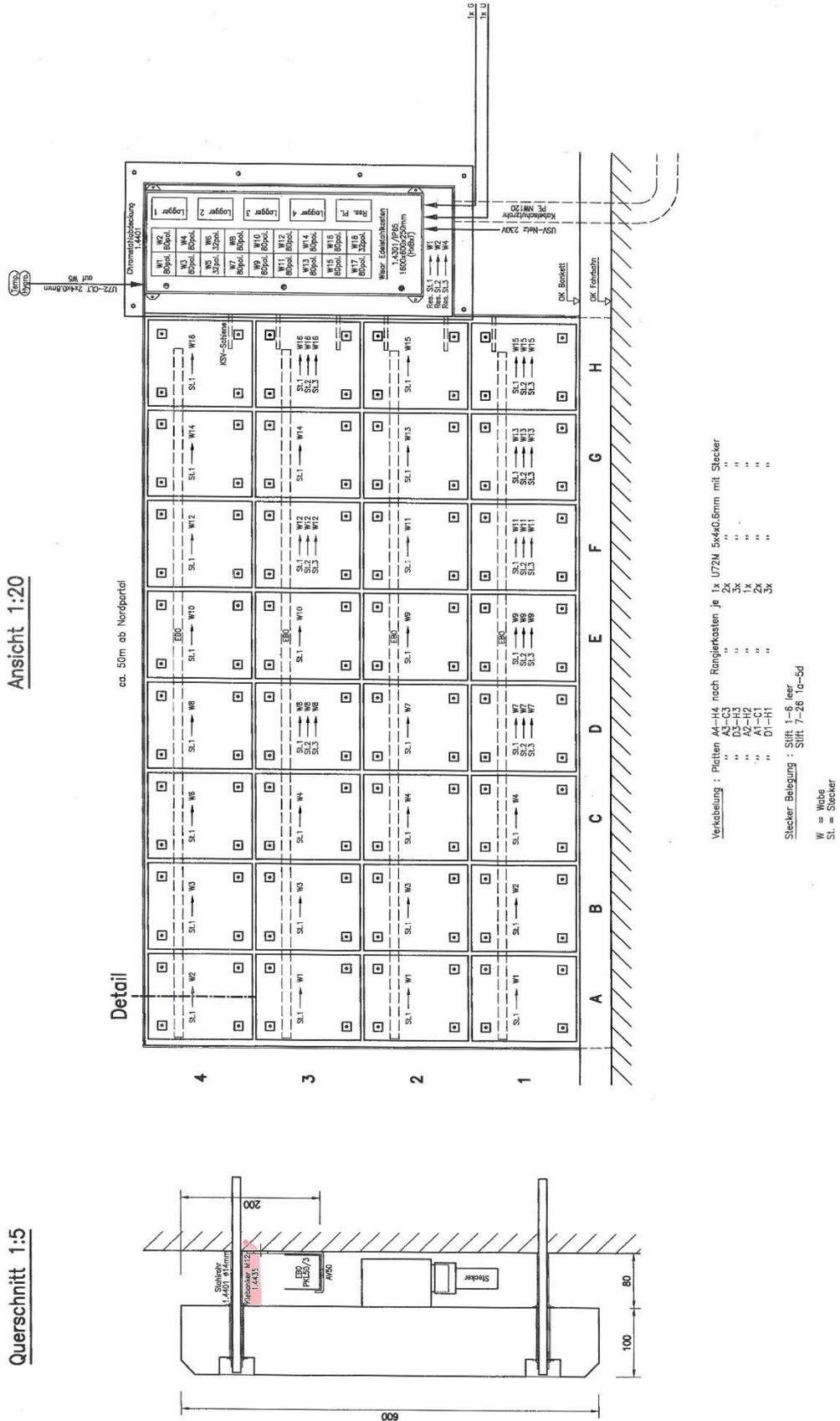
6.1 Zukünftige Nutzung des Versuchsstandes

Der Versuchsstand im Naxbergtunnel hat sich während dem Betrieb mehr als einem Jahrzehnt bewährt und soll für neue Versuche und zukünftige Untersuchungen weiter genutzt werden können. Das Gewölbe hinter den Betonplatten ist trocken und die Messleitungen sind intakt. Allerdings müssen die Kittfugen zwischen den Platten erneuert werden um die Dichtigkeit gegen das Gewölbe hin zu gewährleisten. Weiter müssen einige korrodierte Muttern der Plattenbefestigungen ersetzt werden. Der Messkasten ist ebenfalls trocken und dicht. Die Klemmenanschlüsse (Waben) für die Messungen sind intakt. Allerdings ist die automatische Messtechnik (Datenlogger) veraltet. Ein automatischer Datentransfer via GPRS ist nicht vorhanden, so dass die Daten periodisch vor Ort ausgelesen werden müssen. Die Geräte können durch neue Datenlogger mit GPRS-Anbindung ersetzt werden.

Anhänge

I	Übersichtsplan Versuchsstand Naxbergtunnel	93
II	Plattentypen, Instrumentierung	95
III	Ausgebaute Platten - Bohrkernentnahme	99
IV	Bohrkernbezeichnungen und Laborprüfungen	101
V	Stahlproben für Korrosionsuntersuchungen	103
VI	Visueller Befund der ausgebauten Stähle	105
VII	Korrodierte Stahloberflächen (Abwicklung).....	109
VIII	Korrosionszustand der Betonplatten 2010.....	115
IX	Betontechnologische Kennwerte der Naxberg-Betone	119
X	Korrosionszustand von ausgebauten Stahlproben.....	121
XI	Ergebnisse Makroelementströme	129
XII	Korrosionsfortschritt	139
XIII	Freier Chloridgehalt im Porenwasser	141

I Übersichtsplan Versuchsstand Naxbergtunnel

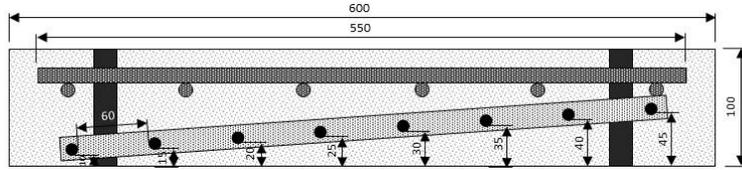


Querschnitt 1:5

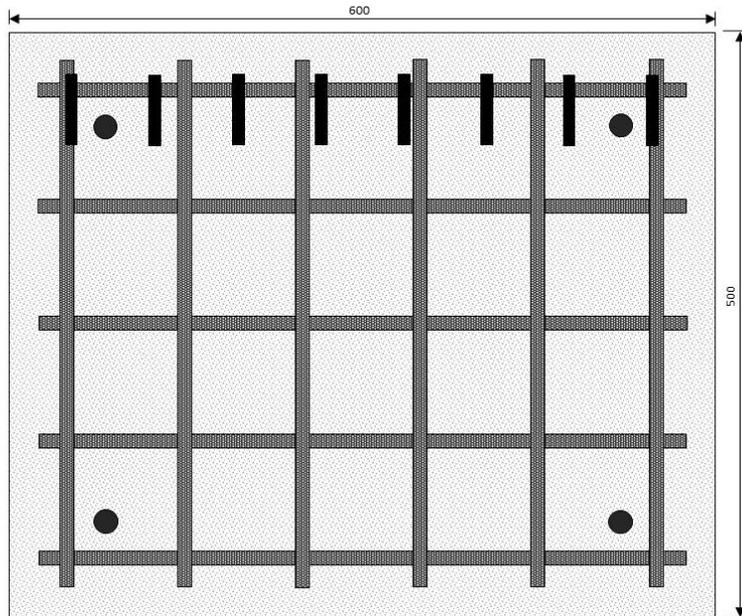
Ansicht 1:20

II Plattentypen, Instrumentierung

Typ A (Massstab 1 : 4)

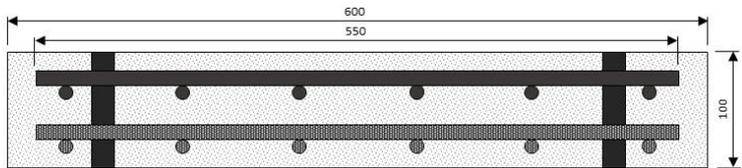


 Matte aus Betonstahl
 Betonstahl

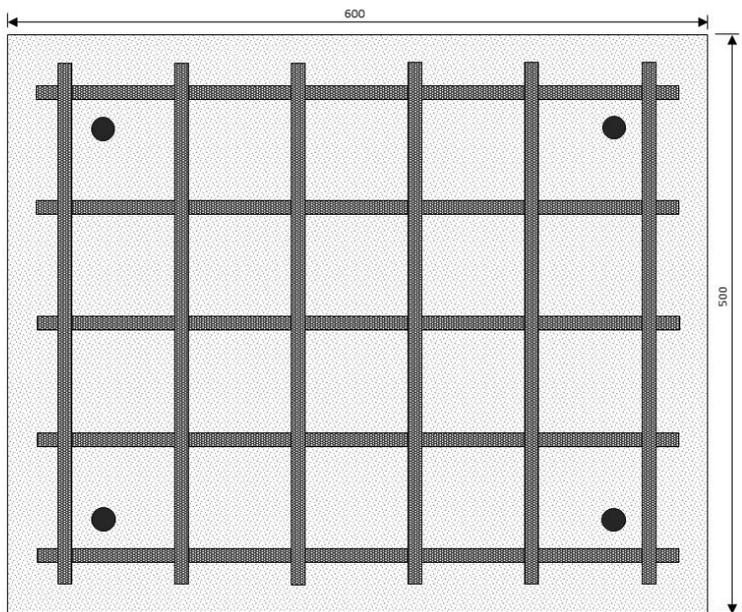


Typ B (Massstab 1 : 4)

Zugabe von Chloriden
ins Anmachwasser

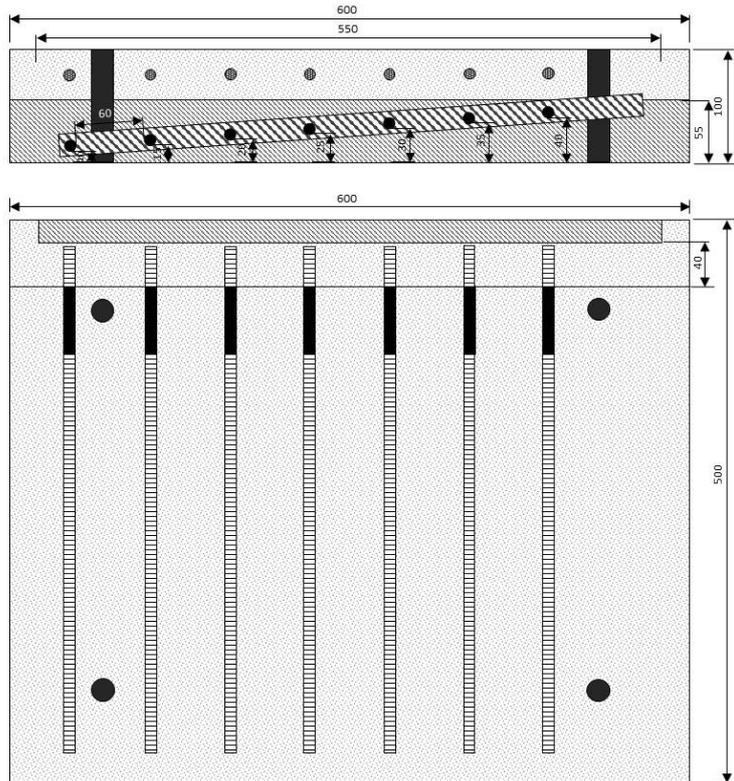


 Matte aus Betonstahl
 Verzinkter Betonstahl



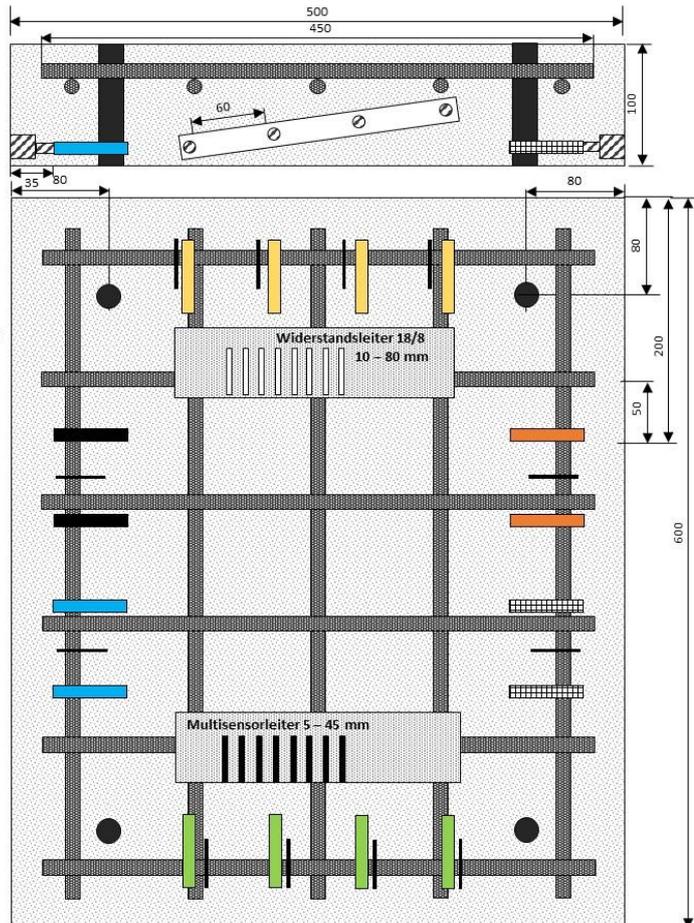
Typ C (Massstab 1 : 4)

-  Beton chloridfrei (Herstellung)
-  Betonstahl-Sensoren
-  PVC Halterung
-  Betonstahl (Stäbe)
-  Chloridhaltiger Beton

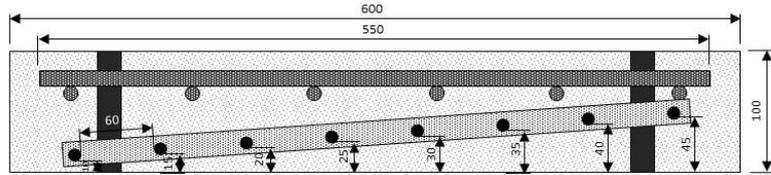


Typ D (Massstab 1 : 4)

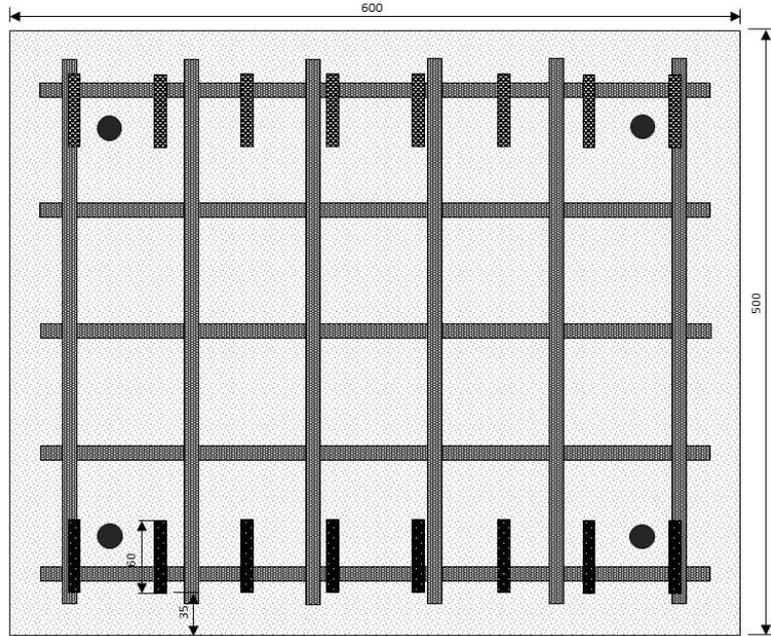
-  Matte aus Betonstahl
-  Betonstahl 10 mm
-  Top12 10 mm
-  Verzinkter Betonstahl 10 mm
-  1.4462 10 mm
-  Betonstahl Leiter, 10-45 mm
-  Niro Betonstahl 1.4462 Leiter 10-45 mm
-  Multisensoren



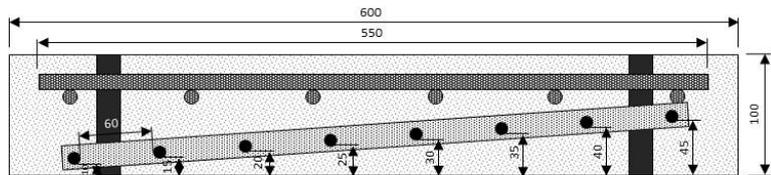
Typ E1 (Massstab 1 : 4)



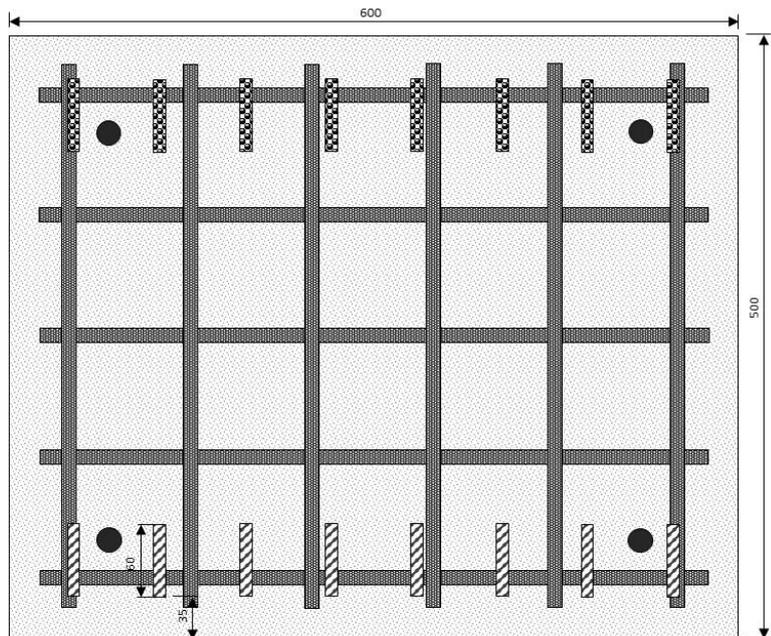
-  Matte aus Betonstahl
-  Verzinkter Betonstahl Leiter
-  Top12 Leiter



Typ E2 (Massstab 1 : 4)

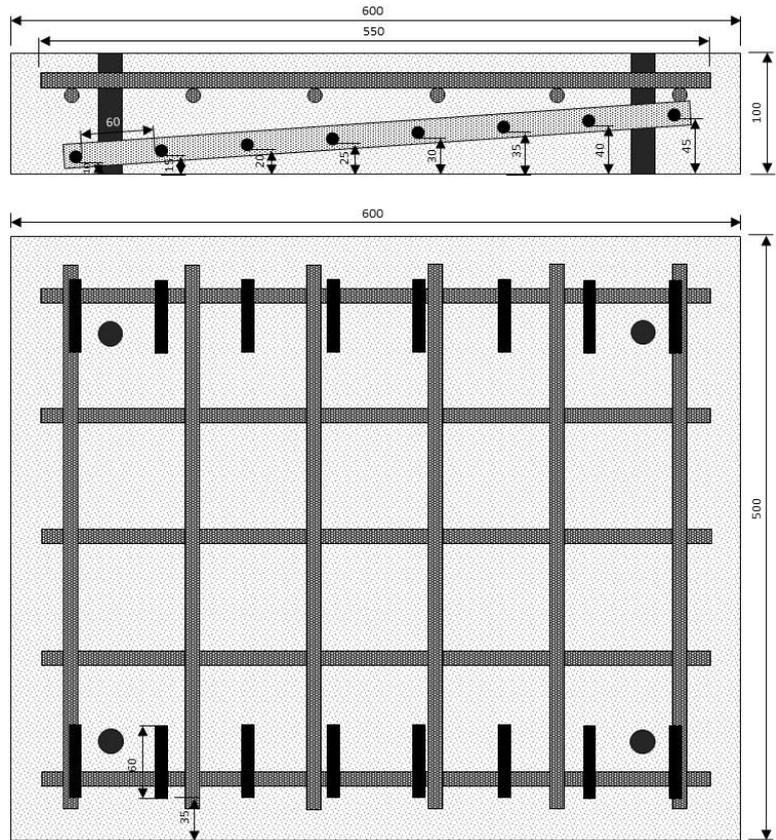


-  Matte aus Betonstahl
-  1.4301 Leiter
-  1.4462 Leiter



Typ E3 (Massstab 1 : 4)

Matte aus Betonstahl
Betonstahl Leiter



III Ausgebaute Platten - Bohrkernentnahme



Platte H1 vor Probenahme



Lage der Bohrkern in Platte H1



Platte H3 vor Probenahme



Lage der Bohrkern in Platte H3



Platte H4 vor Probenahme



Lage der Bohrkern in Platte H4



Platte G1 vor Probenahme



Lage der Bohrkern in Platte G1



Platte G4 vor Probenahme



Lage der Bohrkern in Platte G4



Platte E3 vor Probenahme



Lage der Bohrkern in Platte E3



Platte A1 vor Probenahme



Lage der Bohrkern in Platte A1

IV Bohrkernbezeichnungen und Laborprüfungen

Bezeichnung der Bohrkernbezeichnungen und durchgeführte Laborprüfungen			
Platte Nr.	Bohrkern Nr.	Laborprüfung	Bemerkung
A1	A 1.1		Gebrochen bei l = 30 mm
	A 1.2	Chloridgehalt	
	A 1.3	Chloridgehalt	
	A 1.4		Gebrochen bei l = 40 mm
	A 1.5	Chloridgehalt	
	A 1.6		
	A 1.7		
E3	E 3.1	Chloridwiderstand	Chloridwiderstand
	E 3.2	Chloridgehalt Chloridwiderstand	Chloridwiderstand
	E 3.3	Chloridgehalt	
	E 3.4		
	E 3.5		
	E 3.6		Bruch bei 20 mm und bei 70 mm aufgrund Mörtelflickstelle (frühere Bohrkernentnahme)
	E 3.7		
	E 3.8		
G1	G 1.1		
	G 1.2	Chloridgehalt	
	G 1.3		Einschluss Sensor
	G 1.4		Einschluss Sensor
	G 1.5	Chloridgehalt	
	G 1.6		Einschluss Sensor
	G 1.7		
G4	G 4.1		
	G 4.2		
	G 4.3	Chloridgehalt, Chloridwiderstand	Chloridwiderstand
	G 4.4		
	G 4.5		
	G 4.6		
	G 4.7	Chloridwiderstand	Chloridwiderstand

Bezeichnung der Bohrkern und durchgeführte Laborprüfungen			
Platte Nr.	Bohrkern Nr.	Laborprüfung	Bemerkung
H1	H 1.1		
	H 1.2	Chloridgehalt	Einschluss Sensor
	H 1.3		
	H 1.4		Gebrochen bei l = 70 mm
	H 1.5		
	H 1.6	Karbo, Chloridgehalt	
	H 1.7		
H3	H 3.1		
	H 3.2		Gebrochen bei l = 55 mm
	H 3.3		
	H 3.4		
	H 3.5		
	H 3.6		Gebrochen bei l = 25 mm (Einschluss Sensor) und bei 50 mm
H4	H 4.1		
	H 4.2	Chloridwiderstand	Chloridwiderstand
	H 4.3	Chloridgehalt Chloridwiderstand	Chloridwiderstand
	H 4.4		
	H 4.5		
	H 4.6		
	H 4.7		

V Stahlproben für Korrosionsuntersuchungen

Untersuchte Stahlproben und Ausmass der Korrosion (nach dem Entrosten)						
Proben Nr.	Bezeichnung	Position	Werkstoff	Korrodierte Oberfläche [%]	Volumenverlust [%]	Max. Abtragstiefe [mm]
1	H1	1 oben	Top 12	0.0	0.0	0
2	H1	2 unten	Top 12	0.0	0.0	0
3	H1	2 unten	Verz	9.3	0.0	1.14
4	H1	1 oben	Verz	2.7	0.0	0.26
5	H1	1 oben	BST	14.9	4.1	1.64
6	H1	2 unten	BST	27.3	6.3	1.95
7	H1	10 mm	BST	11.3	4.1	1.77
8	H1	20 mm	BST	0.1	0.0	0.35
9	H1	30 mm	BST	3.6	0.0	0.60
10	H1	40 mm	BST	2.0	0.0	0.35
11	G1	1 oben	BST	2.5	0.0	0.40
12	G1	2 unten	BST	0.9	0.0	0.40
13	G1	1 oben	Top 12	0.5	0.0	0.07
14	G1	2 unten	Top 12	0.1	0.0	0.04
15	G1	1 oben	Verz	2.7	0.0	0.55
16	G1	2 unten	Verz	2.4	0.0	0.06
17	G4	10 mm	BST	3.1	0.0	0.90
18	G4	15 mm	BST	0.7	0.0	0.51
19	A1	10 mm	BST	2.2	0.0	0.16
20	A1	20 mm	BST	1.3	0.0	0.15
21	H3	2 unten	Verz	7.1	0.0	1.10
22	H3	1 oben	Verz	1.5	0.0	0.14
23	H3	1 oben	Top 12	0.1	0.0	0.09
24	H3	2 unten	Top 12	1.3	0.0	0.24
25	H3	1 oben	BST	8.0	2.0	0.29
26	H3	2 unten	BST	3.5	2.0	0.60
27	H3	10 mm	BST	24.8	10.8	2.75
28	H3	20 mm	BST	11.1	0.0	1.40
29	H3	30 mm	BST	0.2	0.0	0.10
30	H3	40 mm	BST	1.4	0.0	0.20

VI Visueller Befund der ausgebauten Stähle

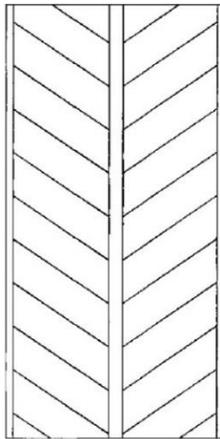
Visueller Befund der Stähle nach dem Ausbau (Netz- und Bewehrungsstähle)			
Platten Nr. / Typ	Bewehrung	Befund allgemein	KG SIA 269/2
A1/A		Karbonatisierung: Rückseite: 10 mm Strassenseitig: 10 - 20 mm Seitenfläche: 10 mm	
	Netz (BSt)	Grossflächig blank, lokal Rostflecken: ca. 3 Stellen (à 6cm) sind stark korrodiert, wo Stäbe angeschnitten wurden bei einer früher erfolgten Bohrkern-Entnahme.	4
19	BSt 10mm	Rostfleck vorne an Stahlprobe, Unterseite	3
20	BSt 15mm	kleiner Rostfleck vorne an Stahlprobe, Unterseite	2
	BSt 20mm	blank	0
	BSt 25mm	blank	0
	BSt 30mm	kleiner Rostfleck hinten an Stahlprobe	1
	BSt 35mm	kleine Rostflecken hinten an Stahlprobe	1
	BSt 40mm	blank	0
	BSt 45mm	blank	0
E3/A		Karbonatisierung: bis 10 mm	
	Netz (BSt)	Einige Rostflecken, v.a. an einem äusseren Stab und wo ein Stab angeschnitten wurde bei einer früher erfolgten Bohrkern-Entnahme.	2-4
41	BSt 10mm	praktisch rundum korrodiert, unten stark	4
42	BSt 15mm	unten und aussen stark korrodiert	4
35	BSt 20mm	unten stark korrodiert	4
36	BSt 25mm	unten stark korrodiert	3
37	BSt 30mm	Rostflecken	2
38	BSt 35mm	einzelne kleine Rostflecke	1-2
39	BSt 40mm	Rostpunkte	1
40	BSt 45mm	unten korrodiert	2

Visueller Befund der Stähle nach dem Ausbau (Netz- und Bewehrungsstähle)			
Platten Nr. / Typ	Bewehrung	Befund allgemein	KG SIA 269/2
G1/D		Karbonatisierung: < 5 mm	
	Netz (BSt)	lokal stark korrodiert, Rest blank	2-4
31	BSt 10mm	Rostflecken vorn unten	1
32	BSt 20mm	einzelner Rostflecken vorn unten	1
33	BSt 30mm	einzelne Rostpunkte	1
34	BSt 40mm	blank	0
	Duplex 10mm	blank	0
	Duplex 20mm	blank	0
	Duplex 30mm	blank	0
	Duplex 40mm	blank	0
11	BSt, 1 oben	einige Rostflecken unten	1
12	BSt, 2 unten	einzelner Rostfleck unten, hinten	1
13	Top12, 1 oben	blank	0
14	Top12, 2 unten	blank	0
15	Verz, 1 oben	Verzinkung vorne unten z.T. weg (zu ca.5%) freiliegender Stahl mit Rostpunkten	1
16	Verz, 2 unten	Verzinkung an 2 kleinen Stellen weg (zu ca.5%) freiliegender Stahl korrodiert	1
	Duplex, 1 oben	blank	0
	Duplex, 2 unten	blank	0
G4/A		Karbonatisierung: 0-5 mm	0
	Netz (BSt)	blank	
17	BSt 10mm	vorne 2 kleine Rostflecken	1
18	BSt 15mm	1 kleiner Rostfleck	1
	BSt 20mm	blank	0
	BSt 25mm	blank	0
	BSt 30mm	blank	0
	BSt 35mm	blank	0
	BSt 40mm	blank	0
	BSt 45mm	blank	0

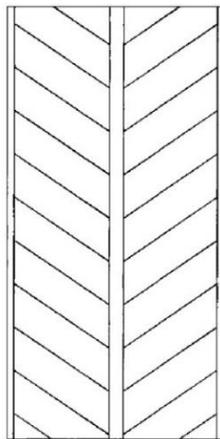
Visueller Befund der Stähle nach dem Ausbau (Netz- und Bewehrungsstähle)			
Platten Nr. / Typ	Bewehrung	Befund allgemein	KG SIA 269/2
H1/D		Karbonatisierung: < 3 mm	
	Netz (BSt)	Viele Rostflecken, v.a. äussere Stäbe stark korrodiert und wo ein Stab angeschnitten wurde bei einer früher erfolgten Bohrkern-Entnahme.	2-4
07	BSt 10mm	Rostflecken über ganze Fläche, stärker an Unterseite, unten vorn stark korrodiert.	2-4
08	BSt 20mm	Rostflecken über ganze Fläche	2
09	BSt 30mm	Rostflecken über ganze Fläche vorne unten grosser Rostfleck mit Abtrag	2
10	BSt 40mm	Rostflecken über ganze Fläche vorne unten grosser Rostfleck mit Abtrag	2
	Duplex 10mm	blank	0
	Duplex 20mm	blank	0
	Duplex 30mm	blank	0
	Duplex 40mm	blank	0
05	BSt, 1 oben	ca. halbe Oberfläche von unten korrodiert, unten vorne stark korrodiert mit Abtrag	4
06	BSt, 2 unten	praktisch vollflächig korrodiert, unten stark korrodiert mit Abtrag	4
01	Top12, 1 oben	Rostpunkte, einzelner Rostfleck	1
02	Top12, 2 unten	Rostpunkte, einzelner Rostfleck	1
04	Verz, 1 oben	Verzinkung grösstenteils weg (zu ca.70%) freiliegender Stahl korrodiert	2-3
03	Verz, 2 unten	Verzinkung z.T. weg (zu ca.50%) freiliegender Stahl korrodiert, unten innen stark	3-4
	Duplex, 1 oben	blank	0
	Duplex, 2 unten	blank	0

Visueller Befund der Stähle nach dem Ausbau (Netz- und Bewehrungsstähle)			
Platten Nr. / Typ	Bewehrung	Befund Allgemein	KG SIA 269/2
H3/D		Karbonatisierung: 5 mm	
	Netz (BSt)	Viele Rostflecken, v.a. unten korrodiert und wo ein Stab angeschnitten wurde bei einer früher erfolgten Bohrkern-Entnahme.	2-3
27	BSt 10mm	unten stark korrodiert	4
28	BSt 20mm	Rostflecken v.a. unten, vorn stark korrodiert	3-4
29	BSt 30mm	Rostflecken	2
30	BSt 40mm	Rostflecken	2
	Duplex 10mm	blank	0
	Duplex 20mm	blank	0
	Duplex 30mm	blank	0
	Duplex 40mm	blank	0
25	BSt, 1 oben	praktisch vollflächig korrodiert, unten stärker	3-4
26	BSt, 2 unten	praktisch vollflächig korrodiert, unten stärker	3-4
23	Top12, 1 oben	Rostpunkte, einzelner Rostfleck	1-2
24	Top12, 2 unten	Rostflecken	2
22	Verz, 1 oben	Verzinkung teilweise weg (zu ca.5%) freiliegender Stahl korrodiert	3-4
21	Verz, 2 unten	Verzinkung z.T. weg (zu ca.50%) freiliegender Stahl v.a. unten stark korrodiert	3-4
	Duplex, 1 oben	blank	0
	Duplex, 2 unten	blank	0
H4/E3		Karbonatisierung: 15-17 mm	
	Netz (BSt)	äussere Stäbe korrodiert, einzelner Stab unten stark.	bis 4
43	BSt links 10mm	stark korrodiert	4
44	BSt links 15mm	unten stark korrodiert	4
45	BSt links 20mm	unten vorn korrodiert	3-4
46	BSt links 25mm	unten korrodiert	3
47	BSt links 30mm	unten korrodiert	2
48	BSt links 35mm	unten korrodiert	1-2
49	BSt links 40mm	unten vorn korrodiert	1-2
50	BSt links 45mm	unten korrodiert	2
54	BSt rechts 10mm	unten korrodiert	4
51	BSt rechts 15mm	unten korrodiert	4
52	BSt rechts 20mm	unten korrodiert	4
53	BSt rechts 25mm	unten korrodiert	4
56	BSt rechts 30mm	unten korrodiert	4
58	BSt rechts 35mm		4
55	BSt rechts 40mm		2
57	BSt rechts 45mm	unten korrodiert	4

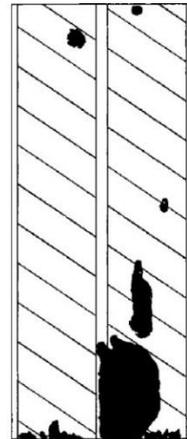
VII Korrodierte Stahloberflächen (Abwicklung)



01



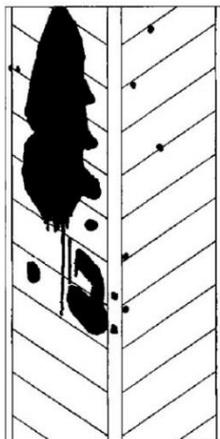
02



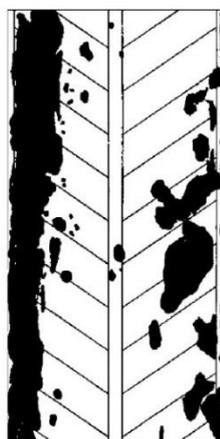
03



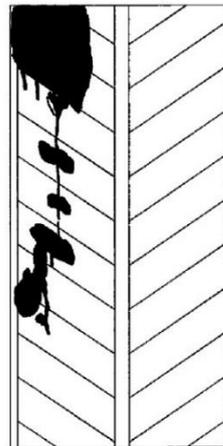
04



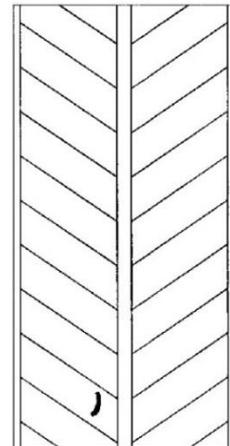
05



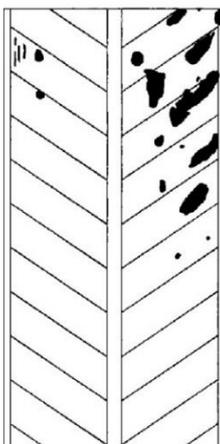
06



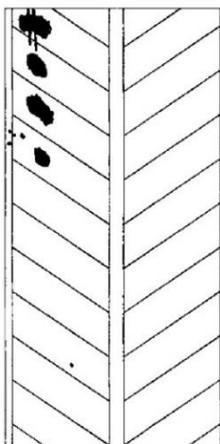
07



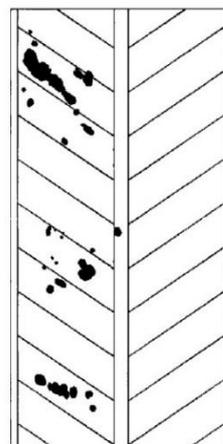
08



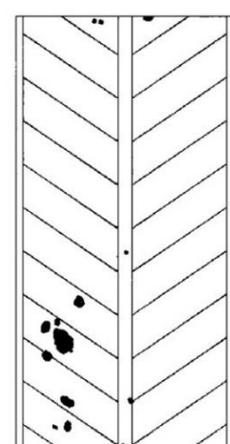
09



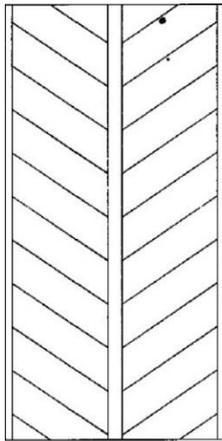
10



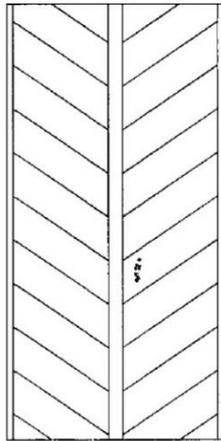
11



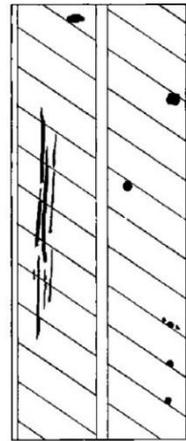
12



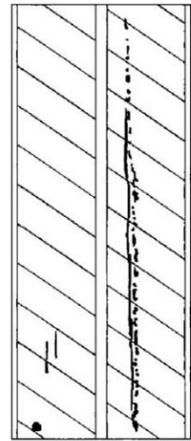
13



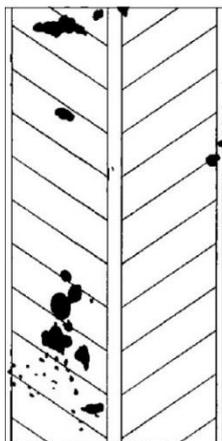
14



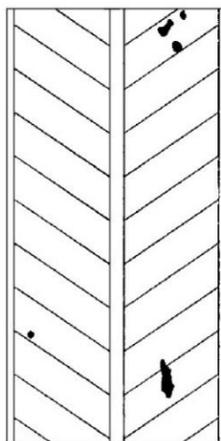
15



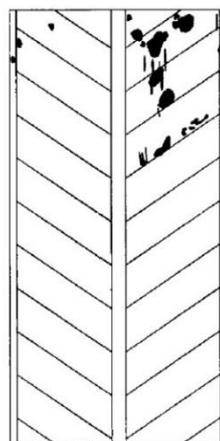
16



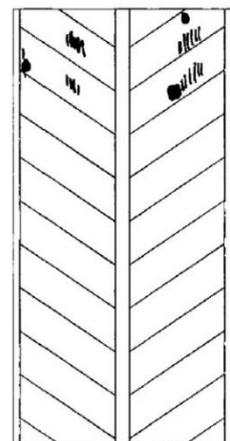
17



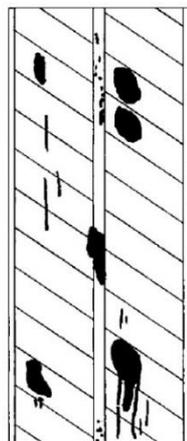
18



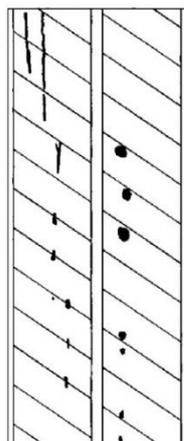
19



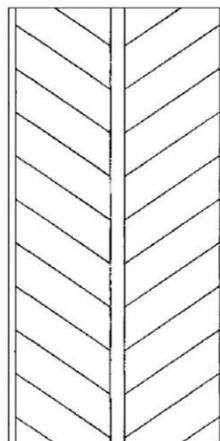
20



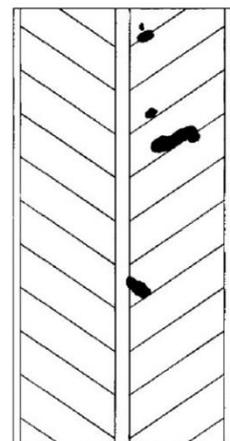
21



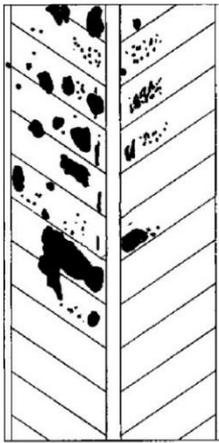
22



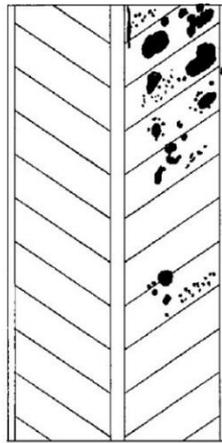
23



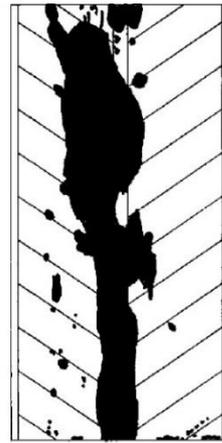
24



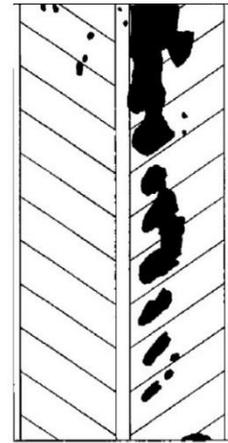
25



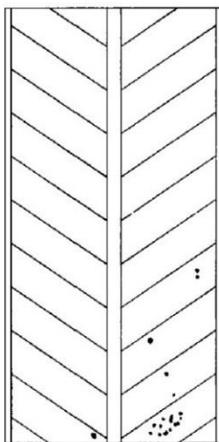
26



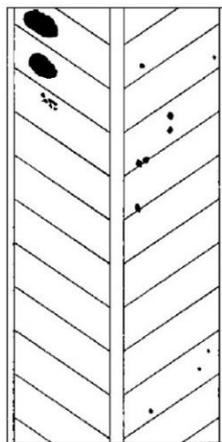
27



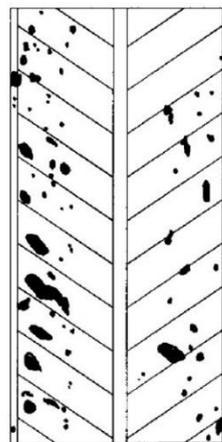
28



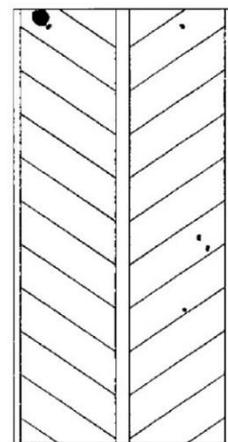
29



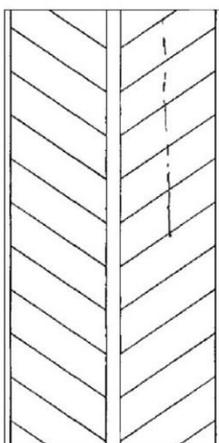
30



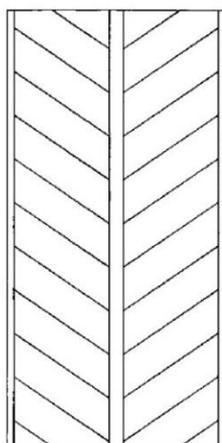
31



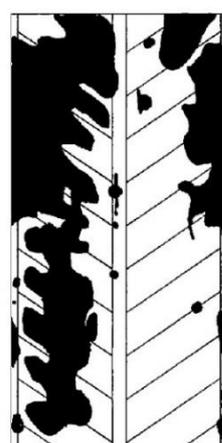
32



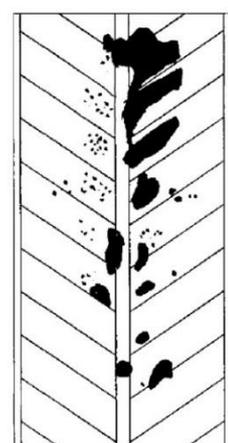
33



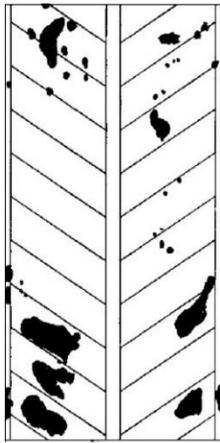
34



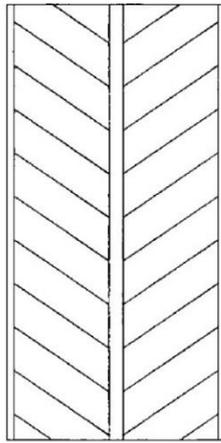
35



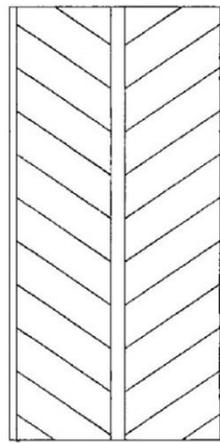
36



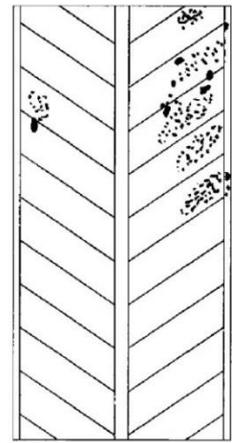
37



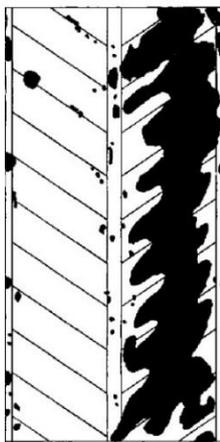
38



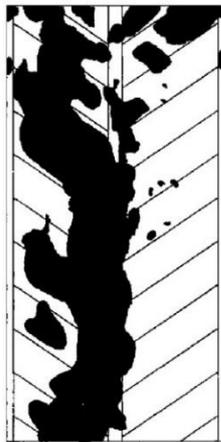
39



40



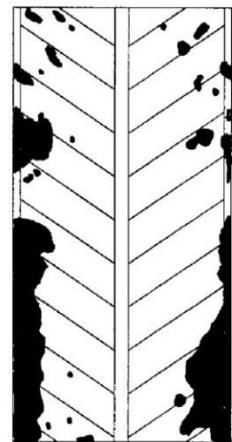
41



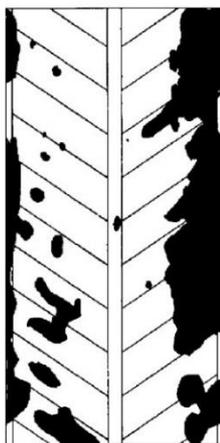
42



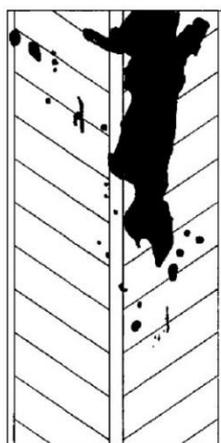
43



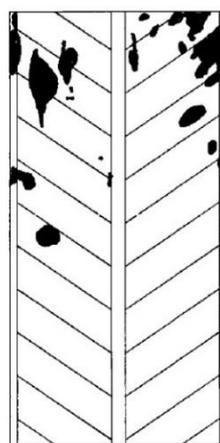
44



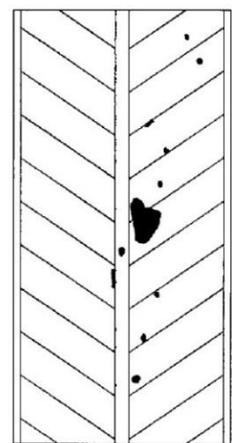
45



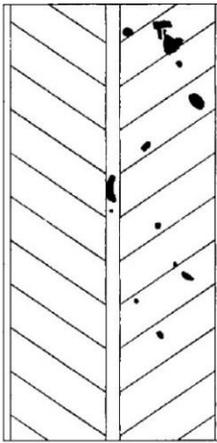
46



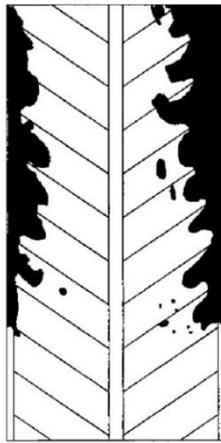
47



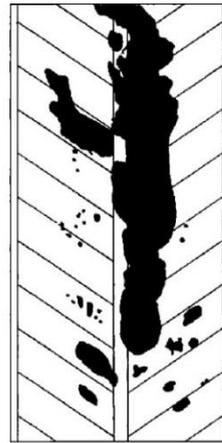
48



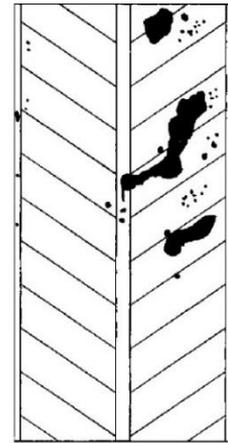
49



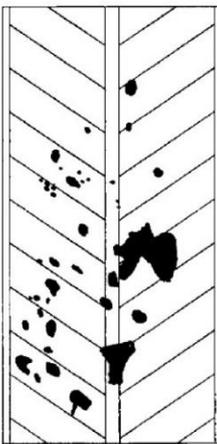
50



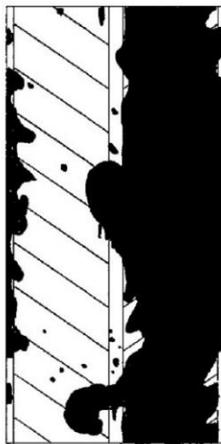
51



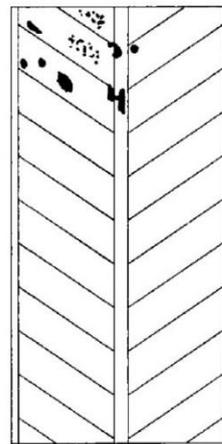
52



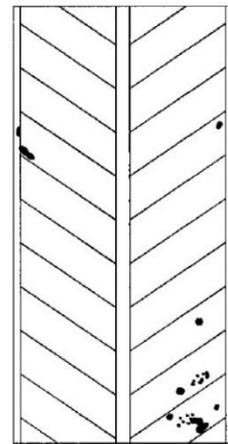
53



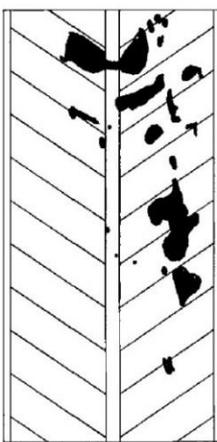
54



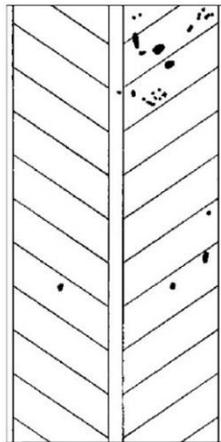
55



56



57



58

VIII Korrosionszustand der Betonplatten 2010



Betonplatten A1 (links oben) bis A4 (rechts unten)



Betonplatten B1 (links oben) bis B4 (rechts unten)



Betonplatten C1 (links oben) bis C4 (rechts unten)



Betonplatten D1 (links oben) bis D4 (rechts unten)



Betonplatten E1 (links oben) bis E4 (rechts unten)



Betonplatten F1 (links oben) bis F4 (rechts unten)



Betonplatten G1 (links oben) bis G4 (rechts unten)



Betonplatten H1 (links oben) bis H4 (rechts unten)

IX Betontechnologische Kennwerte der Naxberg-Betone

Migrationskoeffizient (x10-12 m2/s)

D		D		E		F		G		G		H	
+Hütten sand	+Hütten sand	+Flugasche	+Silika staub	CEMI-0.35		CEMI-0.35		CEMI-0.5		CEMI-0.5			
28-I		28-II		I		II							
14.5	10.7	16	2.6	7.8	5.8	13.2							
11.7	8.1	17	3.2	6	10.2	15.9							
12.7	9.4	15	3.8	8.1	7.7	13.1							
13.0	9.4	15.7	3.2	7.3	7.9	14.1							
11.2	2.3	1.1	0.6	7.6	1.6	1.6							
90-I		90-II		I		II							
12	10.1	11	3.9	10.3	7.8	14.5							
12.8	11.9	18	3.5	9.4	10.2	16.1							
10.5	11.8	15	5.2	9.5	8.1	15.7							
11.8	11.3	14.6	4.2	9.7	8.7	15.4							
11.5	1.0	3.2	0.9	9.2	1.0	0.8							
360-I		360-II		I		II							
13.8	7.53	12	5.2	8.2	4.3	10.9							
9.9	8.1	14	4.2	8	6.7	10							
13.5		17	5	7.6	7.6	-							
12.4	7.8	14.6	4.8	7.9	6.2	10.5							
10.1	2.9	2.4	0.5	7.1	1.5	0.6							
1000				I		II							
5.2		4.4	10.2	4.9		12.3							
8.8		4.6	5.2	3.9		11.5							
4.3		5.9	5	5.9		9.4							
6.1		5.0	6.8	4.9		11.1							
2.4		0.8	2.9	1.0		1.5							

Gaspermeabilität (10xE-17 m2)

D		D		E		F		G		G		H	
+Hütten sand	+Hütten sand	+Flugasche	+Silika staub	CEMI-0.35		CEMI-0.35		CEMI-0.5		CEMI-0.5			
28-I		28-II		I		II							
5.3	7.14	2.7	2.5	1.6	0.6	5.6							
2.4	7.43	2.3	1.7	1.3	0.5	3.9							
5.3	5.22	2.9	2.4	1.5	0.7	7							
5.5		2.6	2.2	1.0		5.5							
1.8		0.3	0.4	0.5		1.6							
90-I		90-II		I		II							
4	7.1	4.3	2.6	0.9	0.7	6.8							
3.8	7.4	3.5	3	0.9	0.8	7.1							
5.5	5.2	3.5	3.7	1.2	1	6.7							
5.5		3.8	3.1	0.9		6.87							
1.5		0.5	0.6	0.2		0.2							
360-I		360-II		I		II							
4.7	14.6	2.5	3.5	0.7	0.17	8.5							
4.4	5.6	4.2	2.9	1.4	0.16	6.9							
3.3	8.4	3	2.8	1	0.15	5.4							
6.8		3.2	3.1	0.6		6.9							
4.2		0.9	0.4	0.5		1.6							
1000				I		II							

Druckfestigkeit (N/mm2)

D		D		E		F		G		G		H	
+Hütten sand	+Hütten sand	+Flugasche	+Silika staub	CEMI-0.35		CEMI-0.35		CEMI-0.5		CEMI-0.5			
28-I		28-II		I		II							
43.3	40.4	43.3	51.7	57.3	64.9	50.3							
43.6	41.9	44.7	51.3	59.5	66.3	48.8							
41.2	42.1	42.3	54.5	62.9	65.9	48.9							
42.1		43.4	52.5	62.8		49.3							
1.2		1.2	1.7	3.7		0.8							
90-I		90-II		I		II							
47.8	47.5	49.8	59.3	63.2	70.7	54.7							
49.2	46.7	48.9	58.2	66.7	72.8	55.2							
50.2	48.5	51.2	59.9	65.6	72.7	56.3							
48.3		50.0	59.1	68.6		55.4							
1.3		1.2	0.9	4.0		0.8							
360-I		360-II		I		II							
54.6	48	56.5	60.1	63.7	73.7	55.4							
53.1	50.9	52.9	59.1	66.6	74.7	57.1							
54.4	48.7	57.1	58.4	66.2	73.4	58.6							
51.6		55.5	59.2	69.7		57.0							
2.9		2.3	0.9	4.7		1.6							
1000				I		II							

Wasserleitfähigkeit (g/m2h)

D		D		E		F		G		G		H	
+Hütten sand	+Hütten sand	+Flugasche	+Silika staub	CEMI-0.35		CEMI-0.35		CEMI-0.5		CEMI-0.5			
28-I		28-II		I		II							
2.5	4.5	2.9	3.5	2	1.8	4.4							
3.5		2.9	3.5	1.9		4.4							
1.4				0.1									
90-I		90-II		I		II							
360-I		360-II		I		II							
3.7	4.9	4.2	3.2	1.9	1.3	4							
4.3		4.2	3.2	1.6		4.0							
0.8				0.4									
1000				I		II							
5.4		3.9	3.3	1.4		5.3							
5.4		3.9	3.3	1.4		5.3							

Porosity (Vol-%)

D		D		E		F		G		G		H	
+Hütten sand	+Hütten sand	+Flugasche	+Silika staub	CEMI-0.35		CEMI-0.35		CEMI-0.5		CEMI-0.5			
28-I		28-II		I		II							
10.7	10.4	10	10.9	8.2	8.3	11.2							
10.6		10.0	10.9	8.3		11.2							
0.2				0.1									
90-I		90-II		I		II							
360-I		360-II		I		II							
10.5	9.8	10.1	11	7.7	8	10.5							
10.2		10.1	11.0	7.9		10.5							
0.5				0.2									
1000				I		II							
10.2		9.4	10.3	7.8		9.8							
10.2		9.4	10.3	7.8		9.8							

X Korrosionszustand von ausgebauten Stahlproben

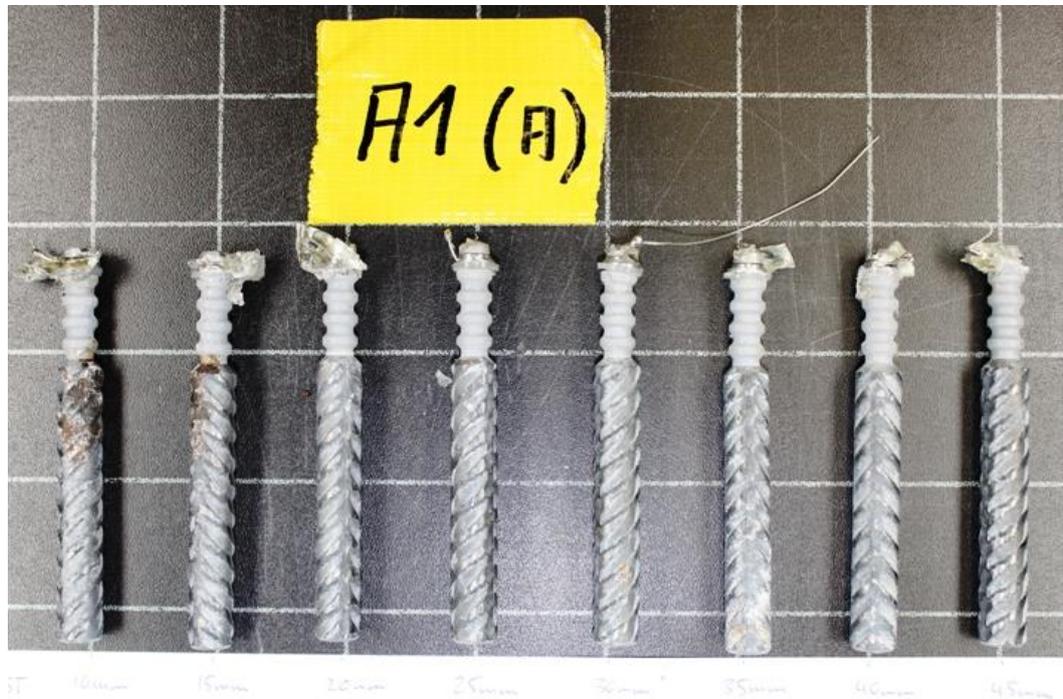


Abb. X-1 Korrosionszustand der Betonstähle nach dem Ausbau 2012 in der Betonplatte A1 (Typ A, Referenzbeton hydrophobiert). Bewehrungsüberdeckungen von 10 bis 45 mm (Stufen à 5 mm).



Abb. X-2 Korrosionszustand eines Betonstahls, Überdeckung 10 mm nach dem Ausbau 2012 in der Betonplatte A1.

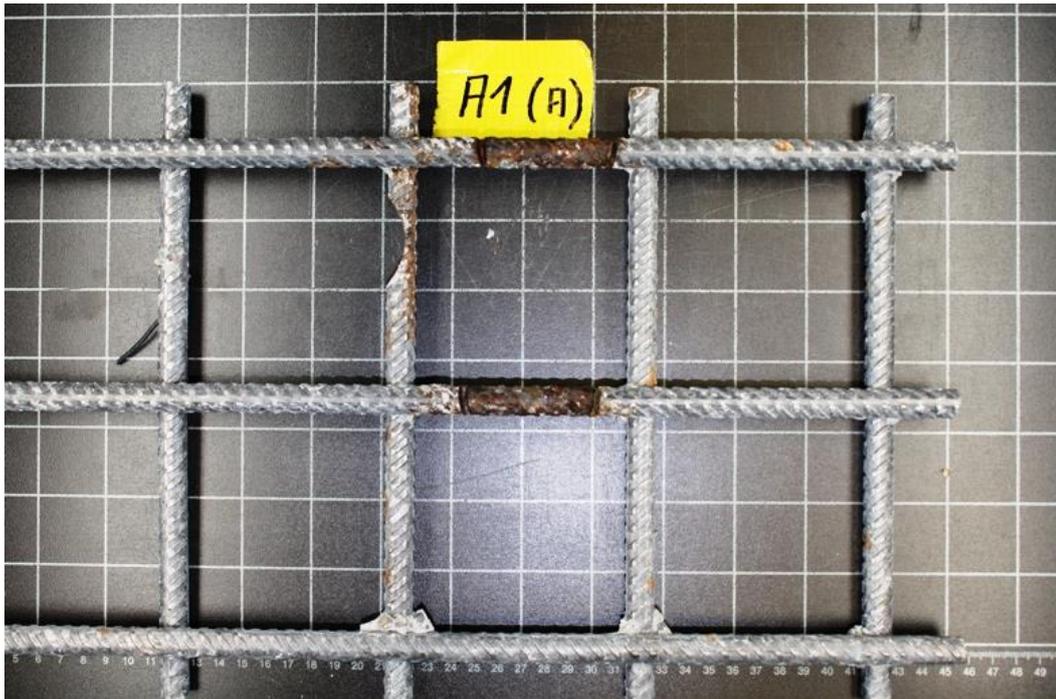


Abb. X-3 Korrosionszustand des rückseitigen Bewehrungsnetzes, nach dem Ausbau 2012 in der Betonplatte A1.



Abb. X-4 Korrosionszustand der Betonstähle nach dem Ausbau 2012 in der Betonplatte E3 (Typ A, Beton mit Flugasche). Bewehrungsüberdeckungen von 10 bis 45 mm (Stufen à 5 mm).

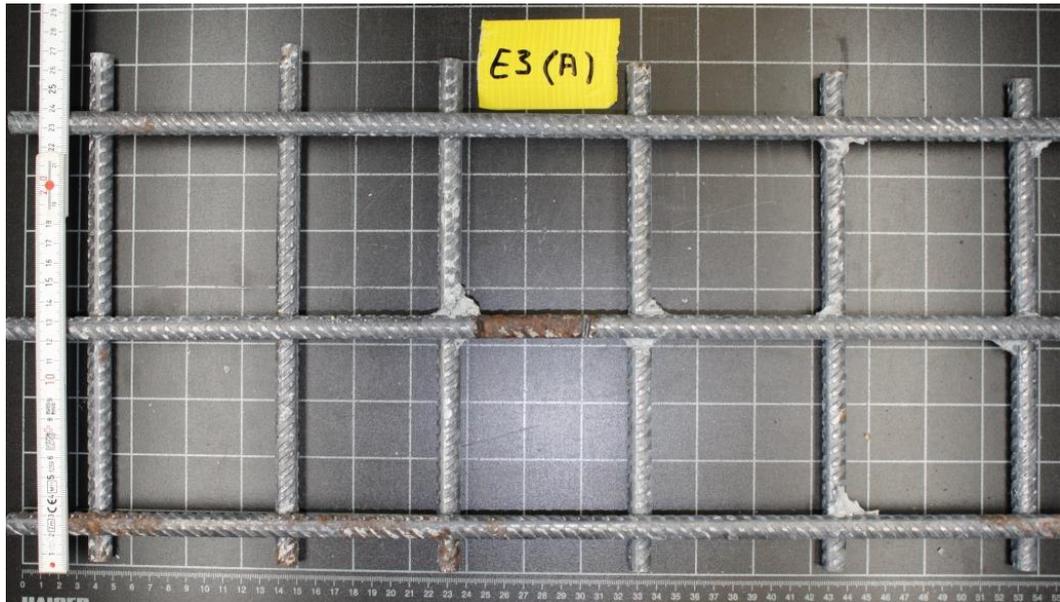


Abb. X-5 Korrosionszustand des rückseitigen Bewehrungsnetzes, nach dem Ausbau 2012 in der Betonplatte E3.



Abb. X-6 Korrosionszustand der Betonstäbe nach dem Ausbau 2012 in der Betonplatte G1 (Typ D). Von links nach rechts: 4 x Betonstahl (10/20/30/40 mm), 4 x Niro Betonstahl 1.4462 (10/20/30/40 mm).



Abb. X-7 Korrosionszustand der Betonstähle nach dem Ausbau 2012 in der Betonplatte G1 (Typ D). Von links nach rechts: je 2 x Betonstahl oben/unten (10 mm), Top12, verzinkter Stahl, nichtrostender Stahl 1.4462.



Abb. X-8 Korrosionszustand der Betonstähle nach dem Ausbau 2012 in der Betonplatte G4 (Typ A, Beton w/z 0.35). Bewehrungsüberdeckungen von 10 bis 45 mm (Stufen à 5 mm).

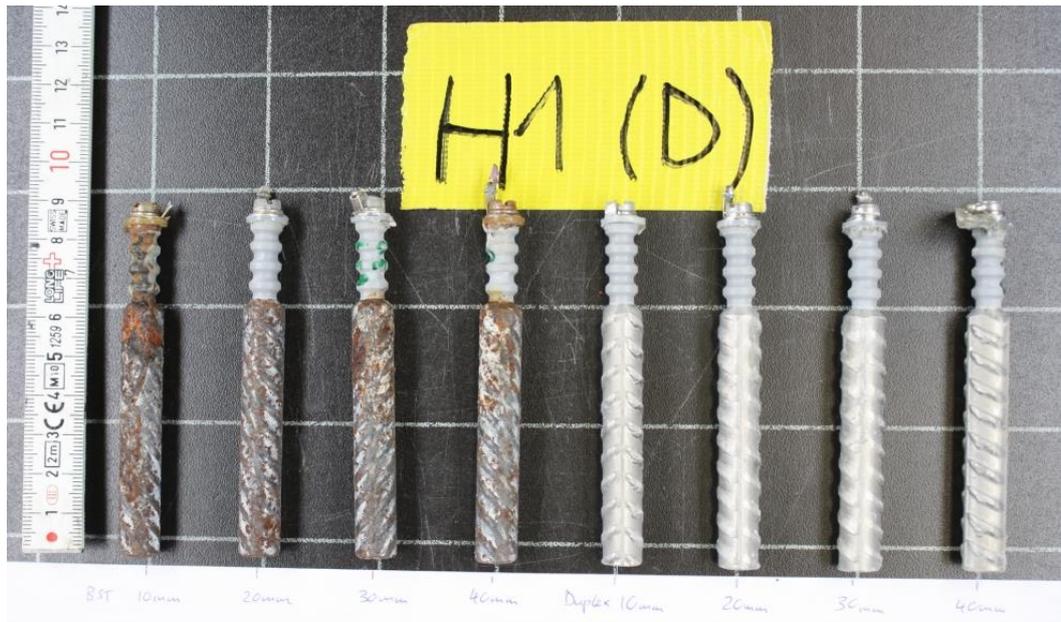


Abb. X-9 Korrosionszustand der Betonstähle nach dem Ausbau 2012 in der Betonplatte H1 (Typ D). Von links nach rechts: 4 x Betonstahl (10/20/30/40 mm), 4 x Niro Betonstahl 1.4462 (10/20/30/40 mm).



Abb. X-10 Korrosionszustand der Betonstähle nach dem Ausbau 2012 in der Betonplatte H1 (Typ D). Von links nach rechts: je 2 x Betonstahl oben/unten (10 mm), Top12, verzinkter Stahl, nichtrostender Stahl 1.4462.



Abb. X-11 Korrosionszustand der Betonstähle nach dem Ausbau 2012 in der Betonplatte H3 (Typ D). Von links nach rechts: je 2 x Betonstahl oben/unten (10 mm), Top12, verzinkter Stahl, nichtrostender Stahl 1.4462.

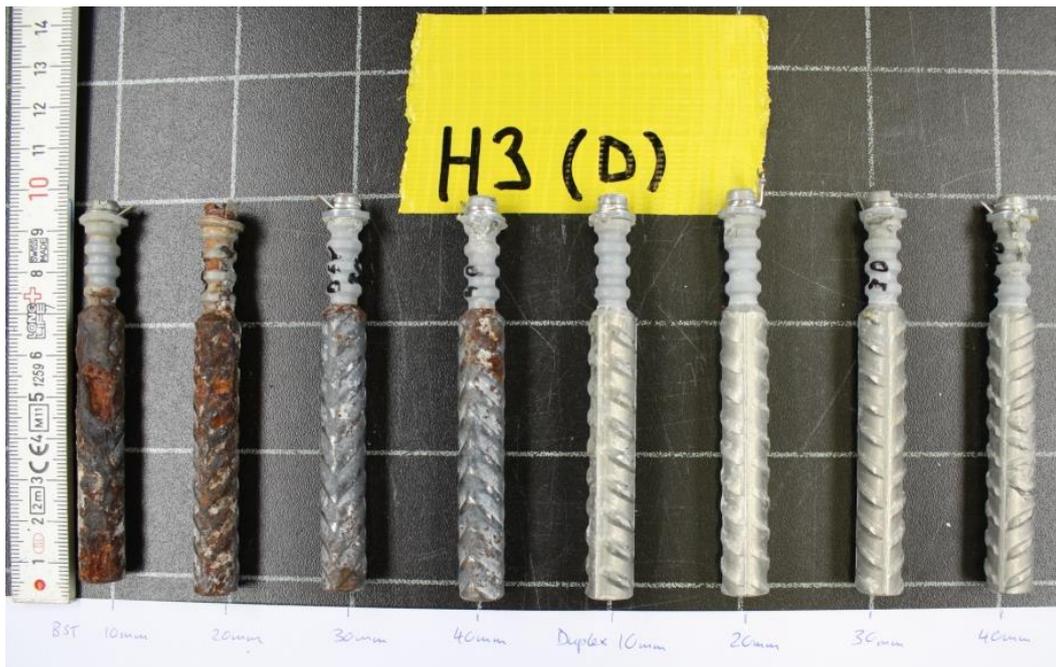


Abb. X-12 Korrosionszustand der Betonstähle nach dem Ausbau 2012 in der Betonplatte H3 (Typ D). Von links nach rechts: 4 x Betonstahl (10/20/30/40 mm), 4 x Niro Betonstahl 1.4462 (10/20/30/40 mm).

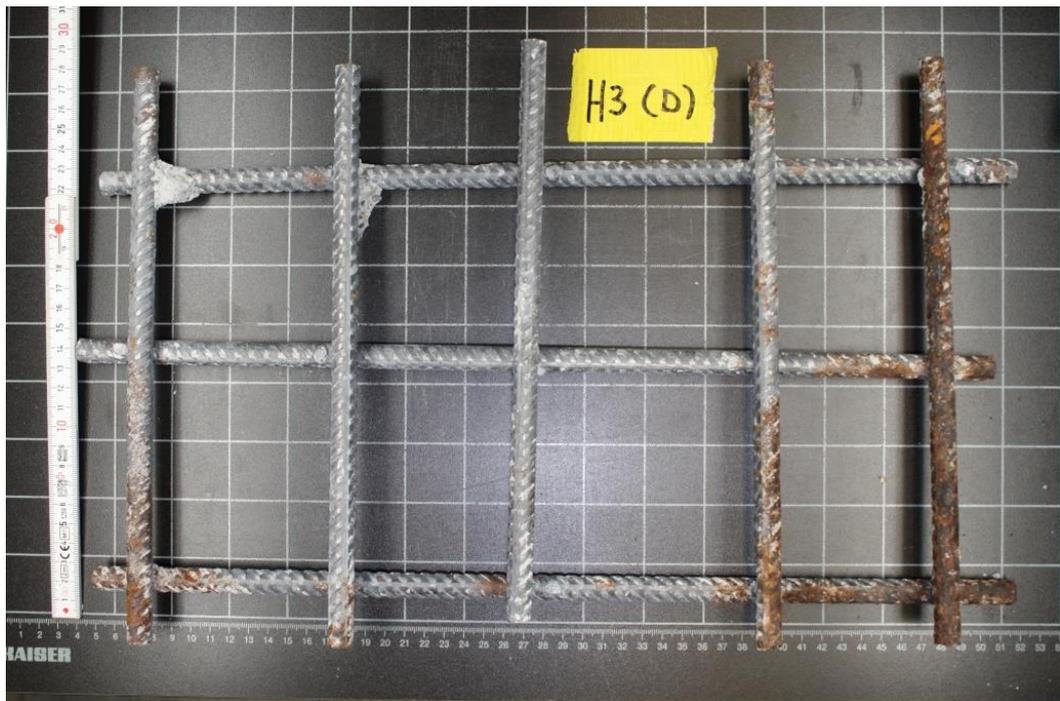


Abb. X-13 Korrosionszustand des rückseitigen Bewehrungsnetzes, nach dem Ausbau 2012 in der Betonplatte H3.



Abb. X-14 Korrosionszustand der Betonstähle nach dem Ausbau 2012 in der Betonplatte H4 (Typ A, Beton w/z 0.5). Bewehrungsüberdeckungen von 10 bis 45 mm (Stufen à 5 mm).

XI Ergebnisse Makroelementströme

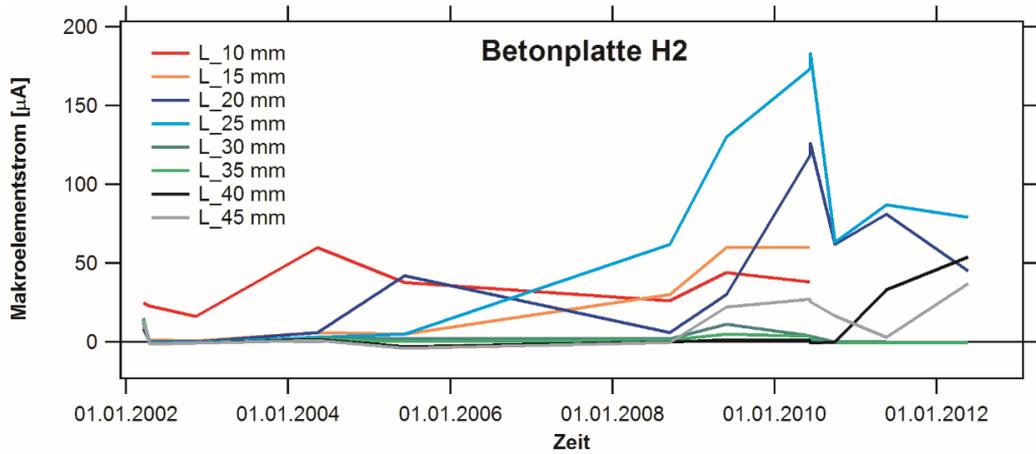


Abb. XI-1 Betonplatte H2, Makroelementströme Betonstahlproben links.

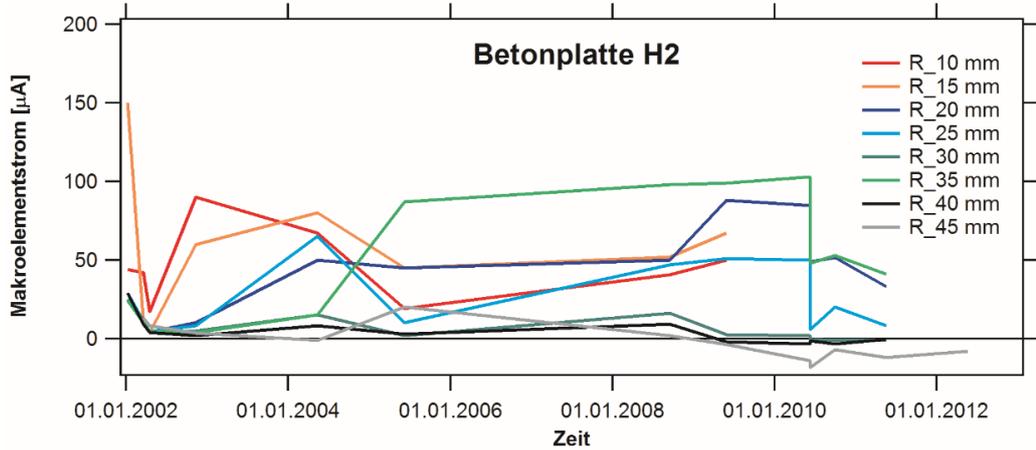


Abb. XI-2 Betonplatte H2, Makroelementströme Betonstahlproben rechts.

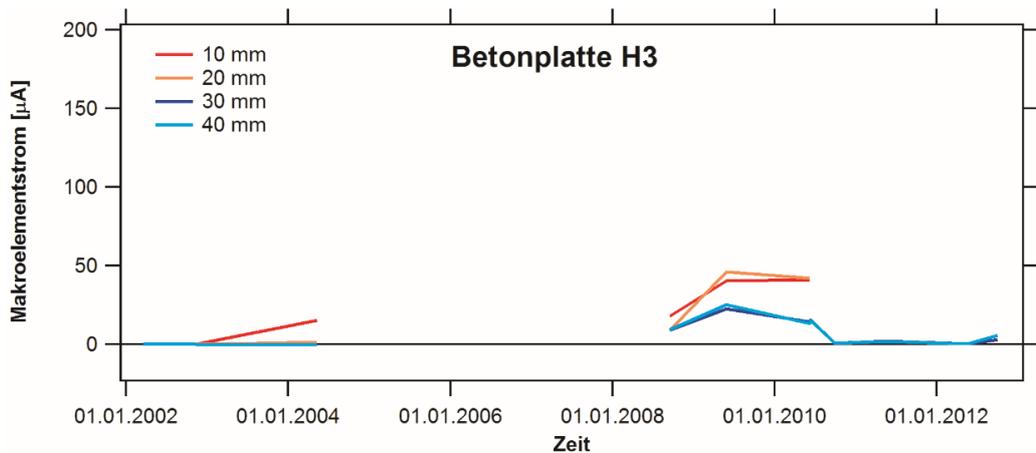


Abb. XI-3 Betonplatte H3, Makroelementströme Betonstahlproben.

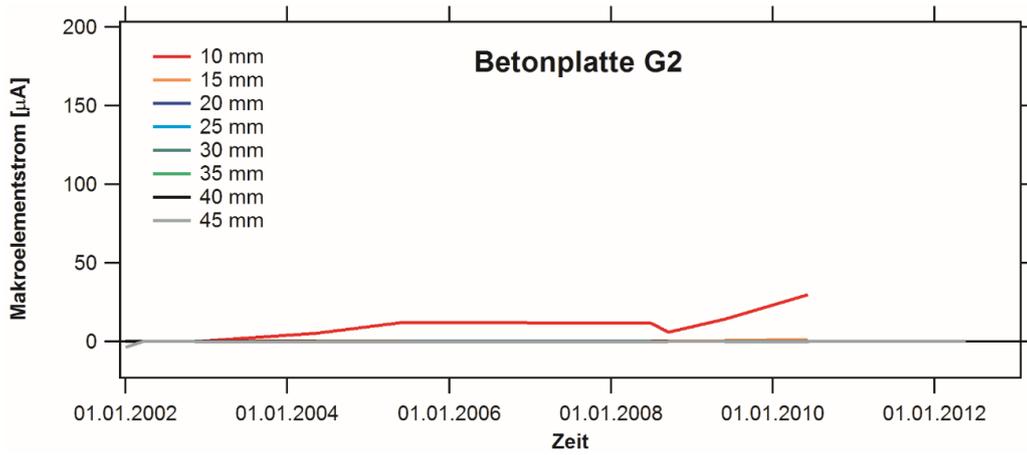


Abb. XI-4 Betonplatte G2, Makroelementströme Betonstahlproben.

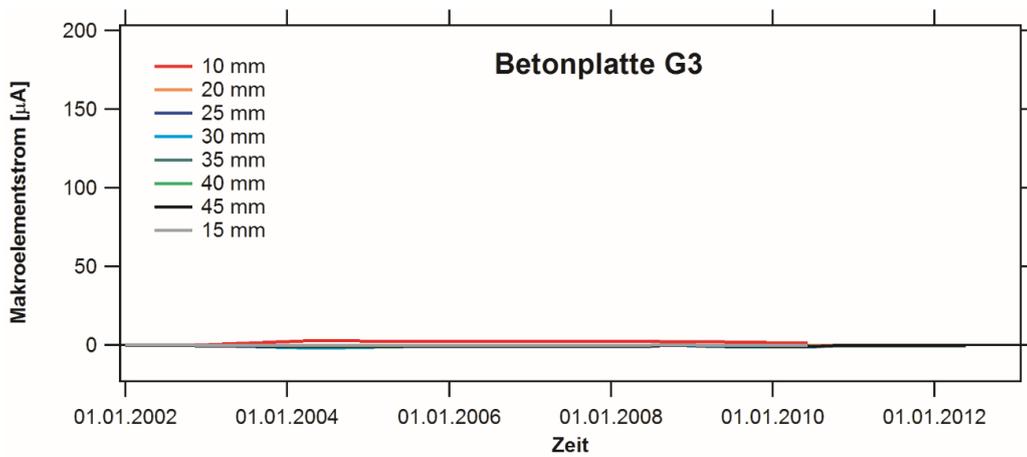


Abb. XI-5 Betonplatte G3, Makroelementströme Betonstahlproben.

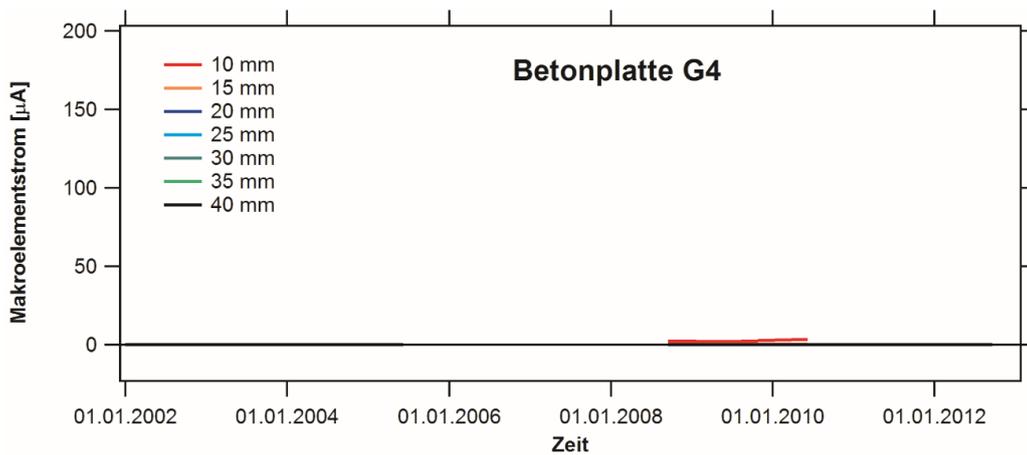


Abb. XI-6 Betonplatte G4, Makroelementströme Betonstahlproben.

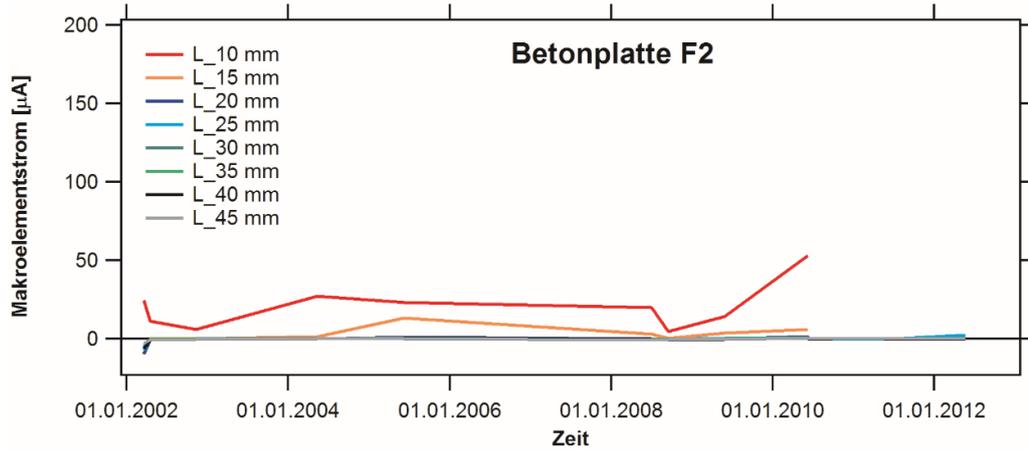


Abb. XI-7 Betonplatte F2, Makroelementströme Betonstahlproben links.

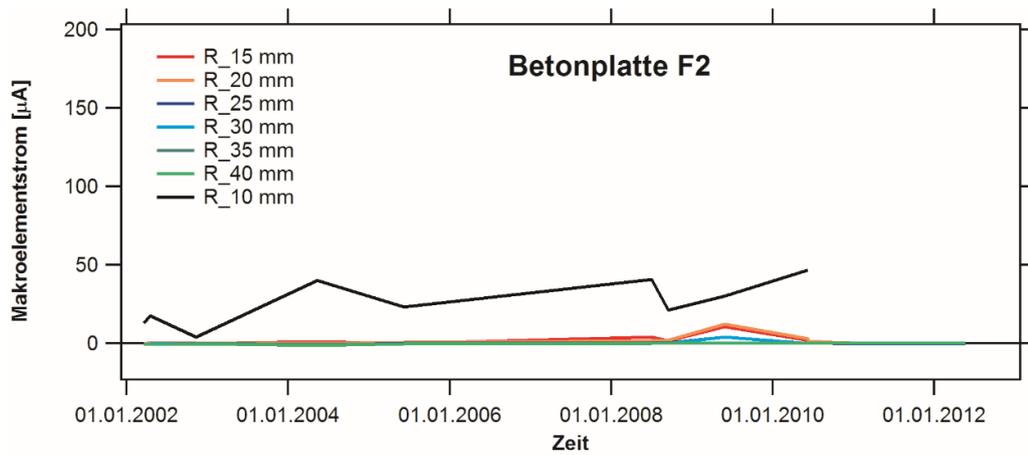


Abb. XI-8 Betonplatte F2, Makroelementströme Betonstahlproben rechts.

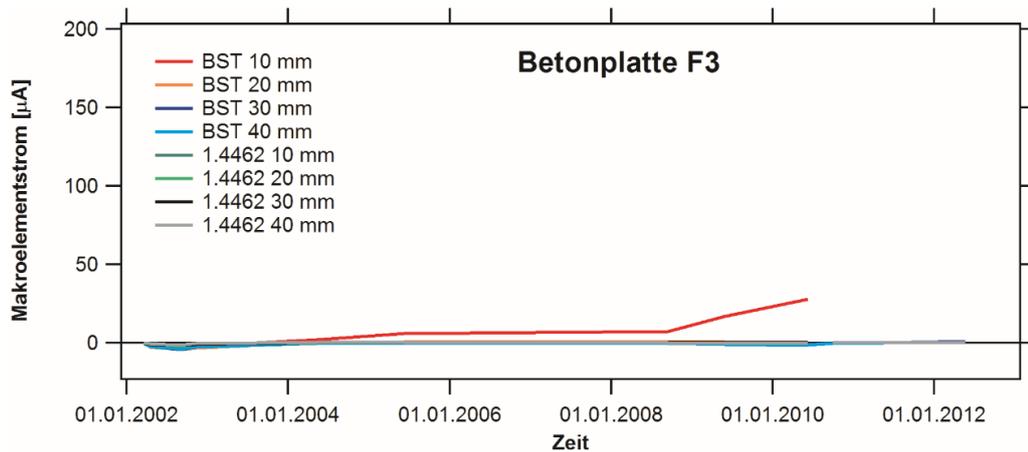


Abb. XI-9 Betonplatte F3, Makroelementströme Betonstahlproben und nichtrostender Stahl 1.4462.

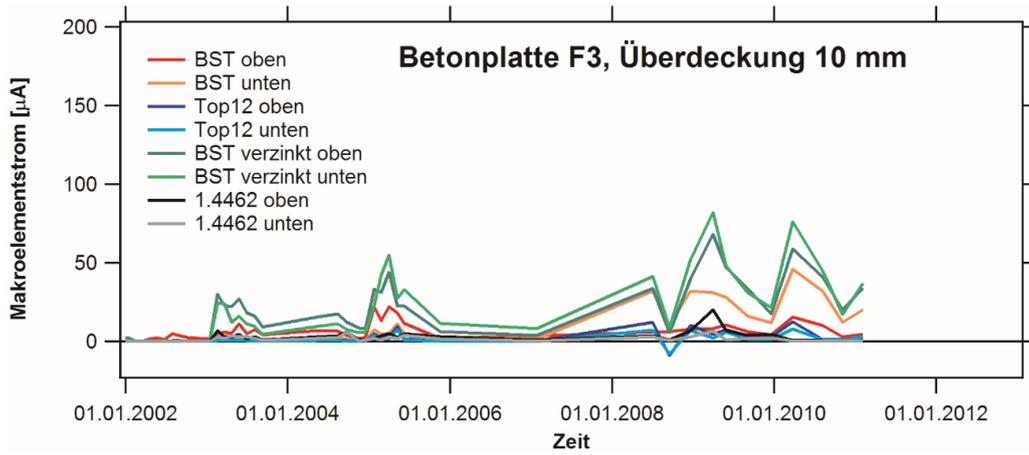


Abb. XI-10 Betonplatte F3, Makroelementströme von diversen Betonstahlproben.

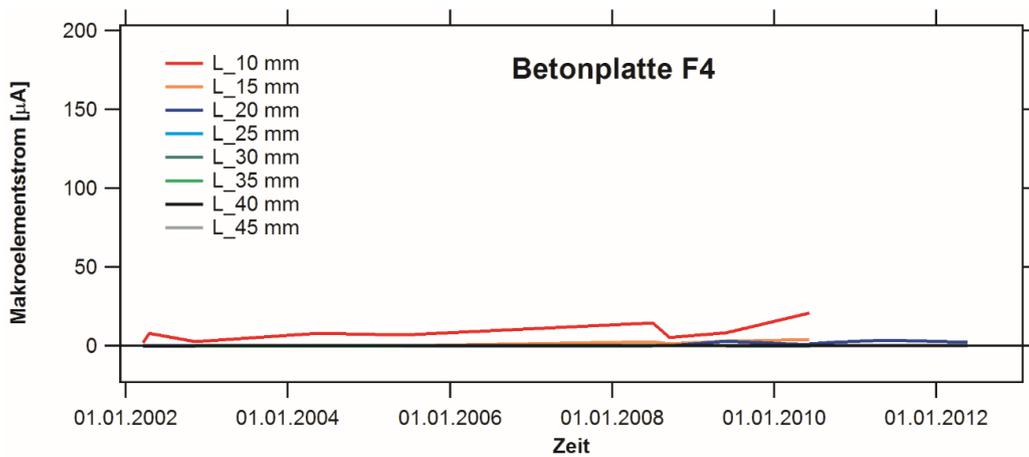


Abb. XI-11 Betonplatte F4, Makroelementströme Betonstahlproben links.

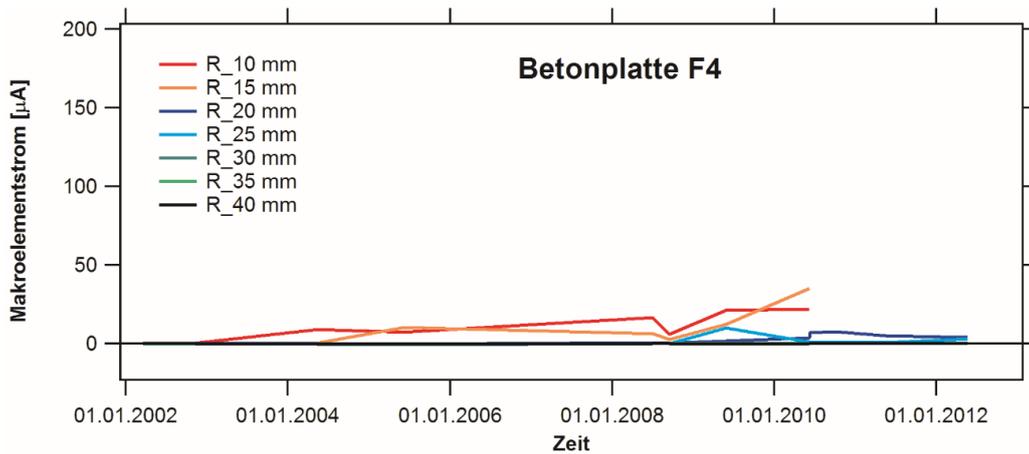


Abb. XI-12 Betonplatte F4, Makroelementströme Betonstahlproben rechts.

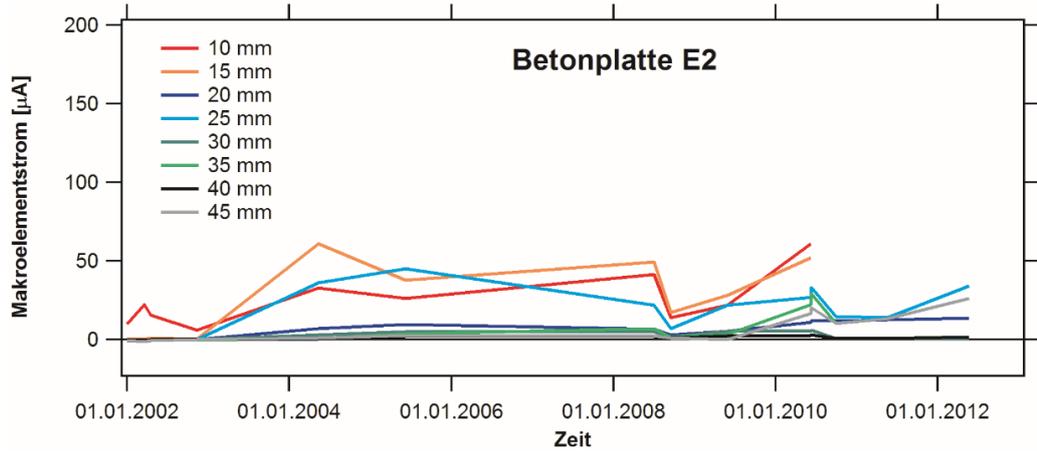


Abb. XI-13 Betonplatte E2, Makroelementströme Betonstahlproben.

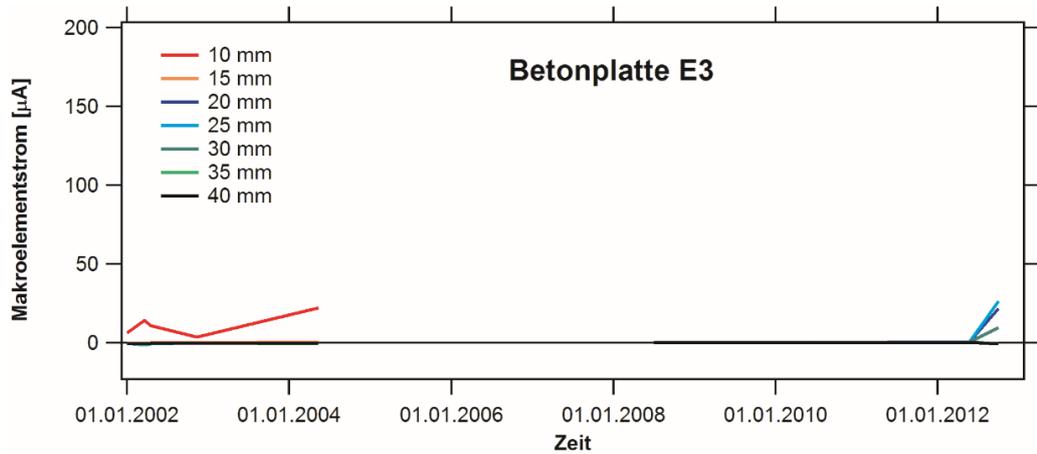


Abb. XI-14 Betonplatte E3, Makroelementströme Betonstahlproben

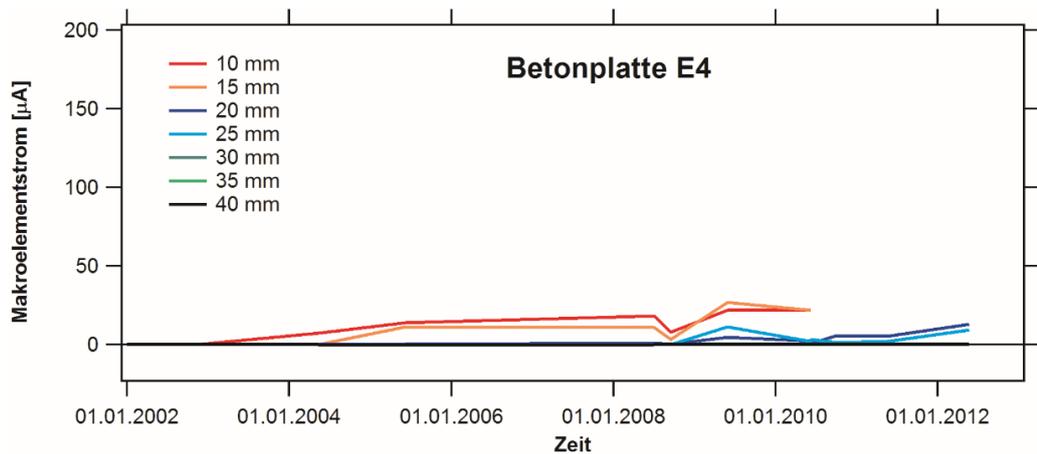


Abb. XI-15 Betonplatte E4, Makroelementströme Betonstahlproben.

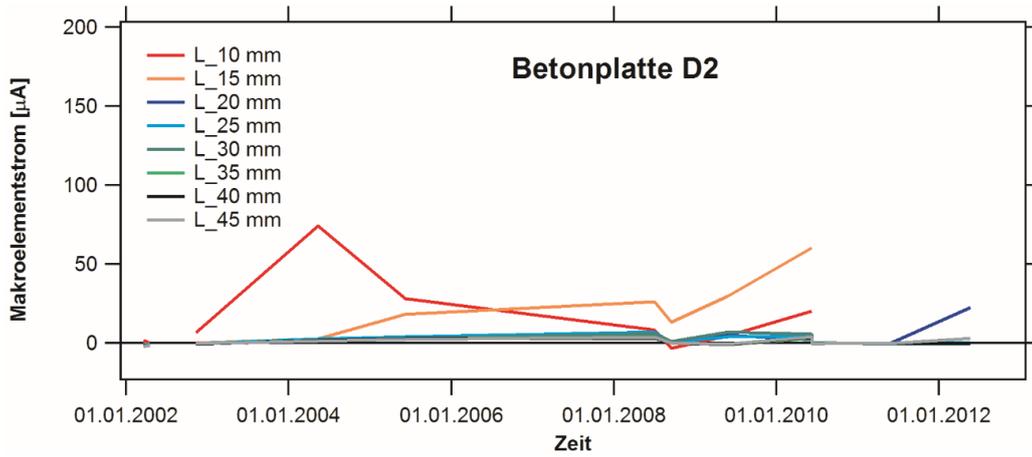


Abb. XI-16 Betonplatte D2, Makroelementströme Betonstahlproben links.

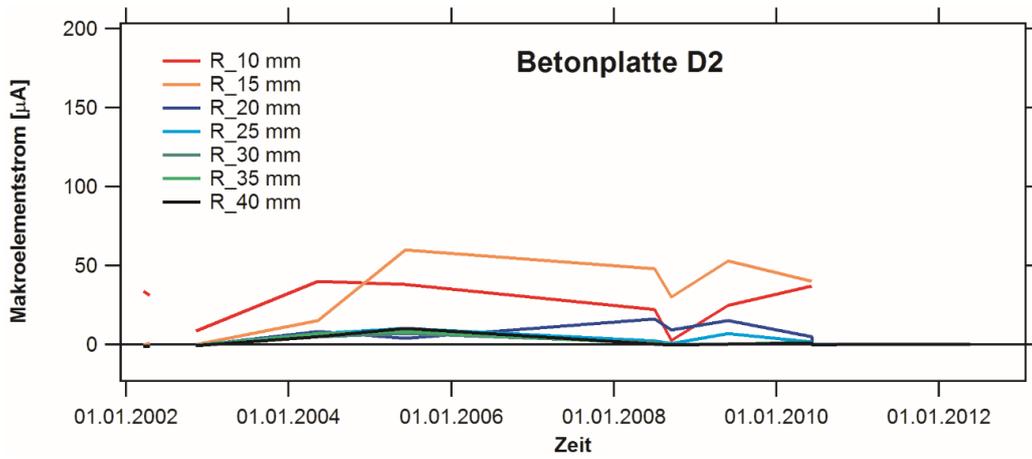


Abb. XI-17 Betonplatte D2, Makroelementströme Betonstahlproben rechts.

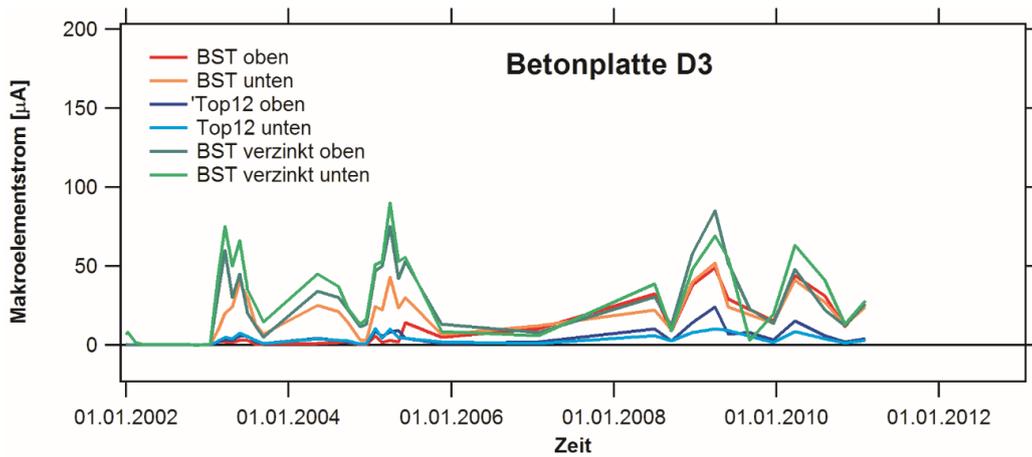


Abb. XI-18 Betonplatte D3, Makroelementströme von diversen Betonstahlproben.

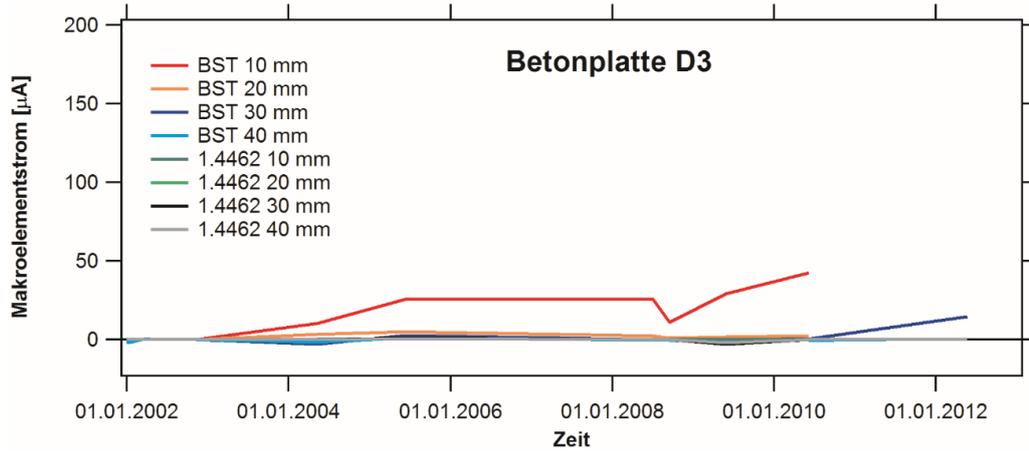


Abb. XI-19 Betondecke D3, Makroelementströme Betonstahlproben und nichtrostender Betonstahl 1.4462.

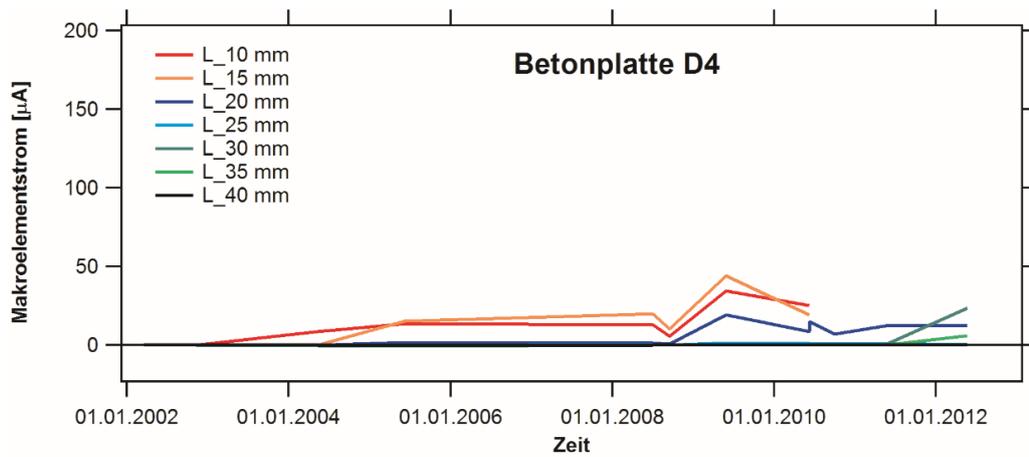


Abb. XI-20 Betondecke D4, Makroelementströme Betonstahlproben links.

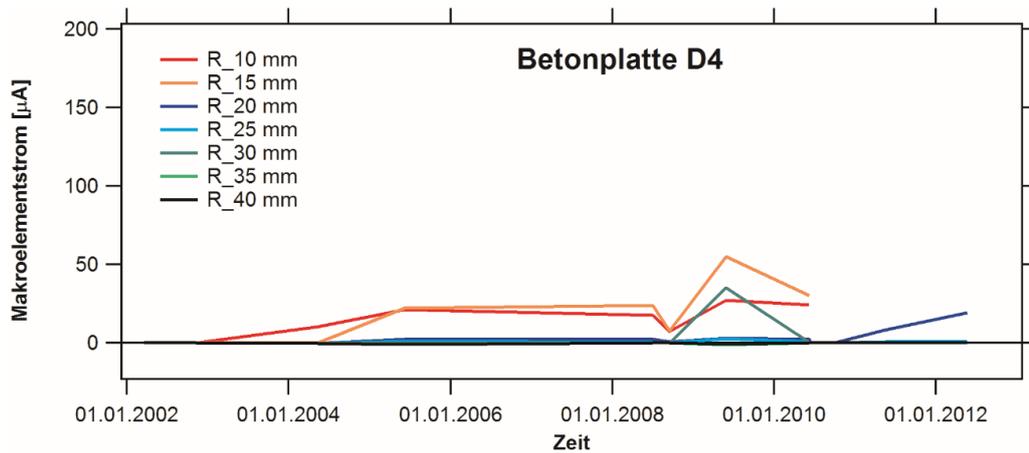


Abb. XI-21 Betondecke D4, Makroelementströme Betonstahlproben rechts.

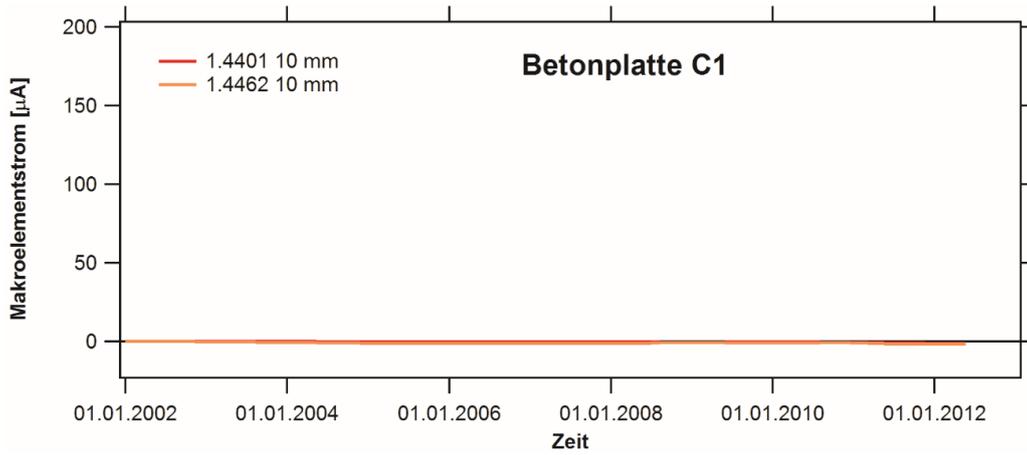


Abb. XI-22 Betonplatte C1, Makroelementströme nichtrostende Betonstähle 1.4401 und 1.4462.

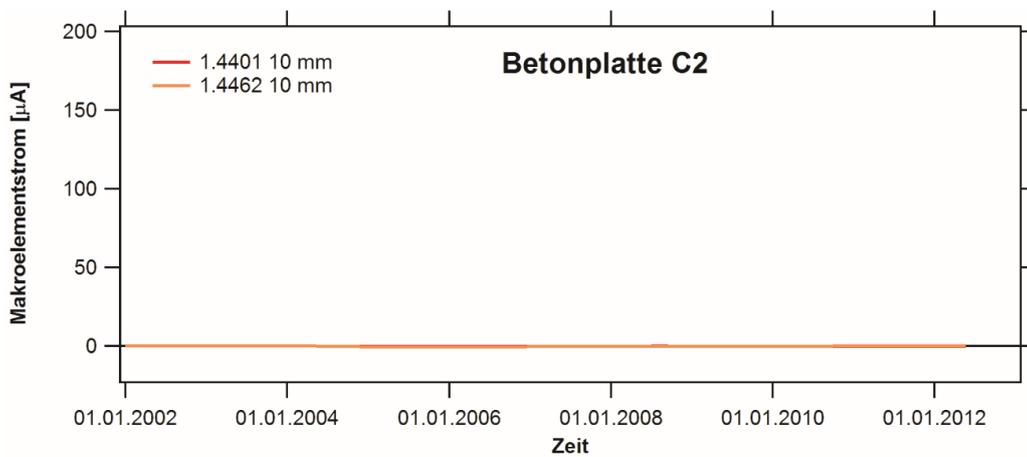


Abb. XI-23 Betonplatte C2, Makroelementströme nichtrostende Betonstähle 1.4401 und 1.4462.

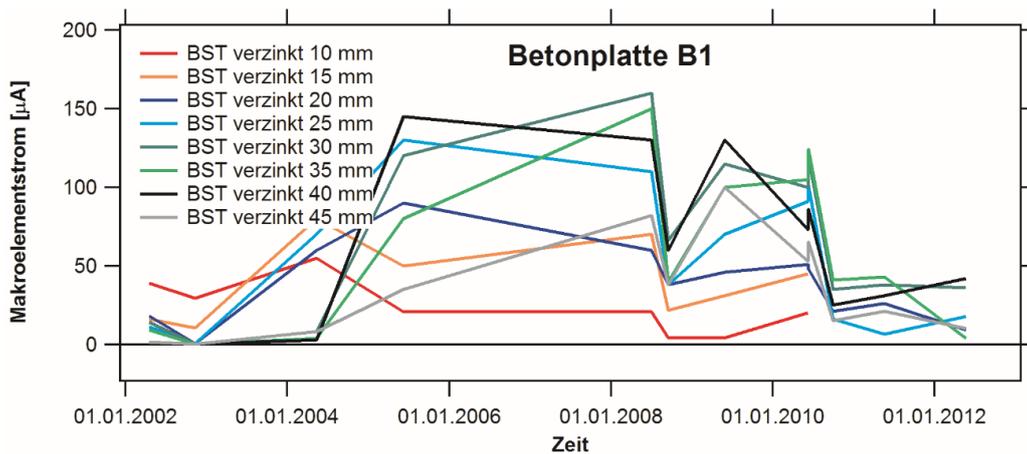


Abb. XI-24 Betonplatte B1, Makroelementströme verzinkte Betonstähle.

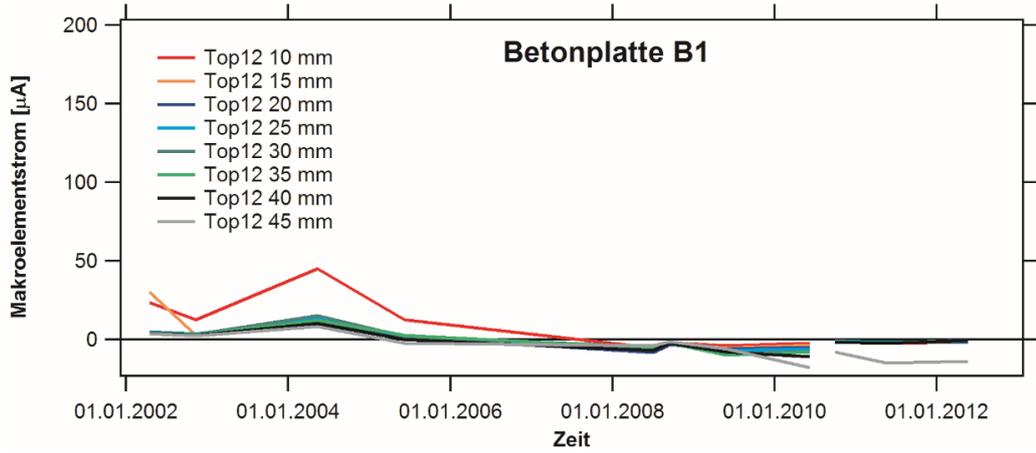


Abb. XI-25 Betonplatte B1, Makroelementströme nichtrostender Betonstahl Top12.

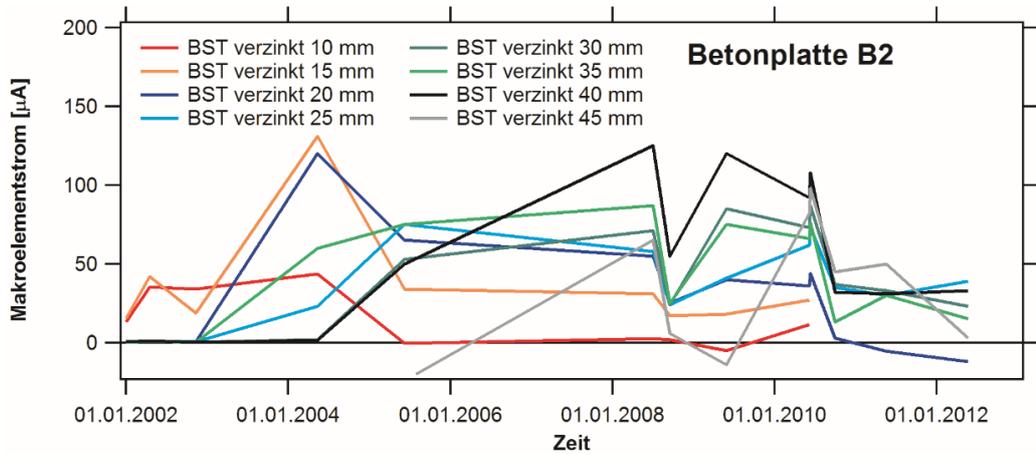


Abb. XI-26 Betonplatte B1, Makroelementströme verzinkte Betonstähle.

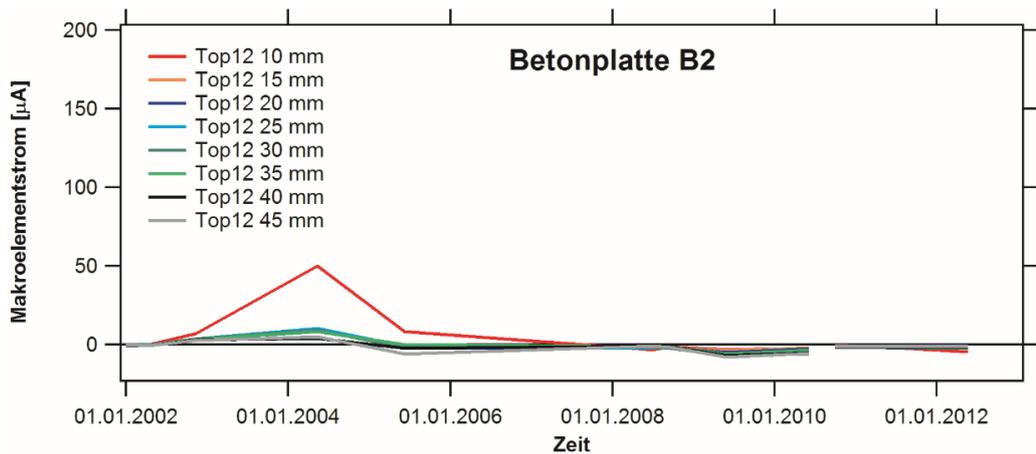


Abb. XI-27 Betonplatte B1, Makroelementströme nichtrostende Betonstähle Top12.

XII Korrosionsfortschritt

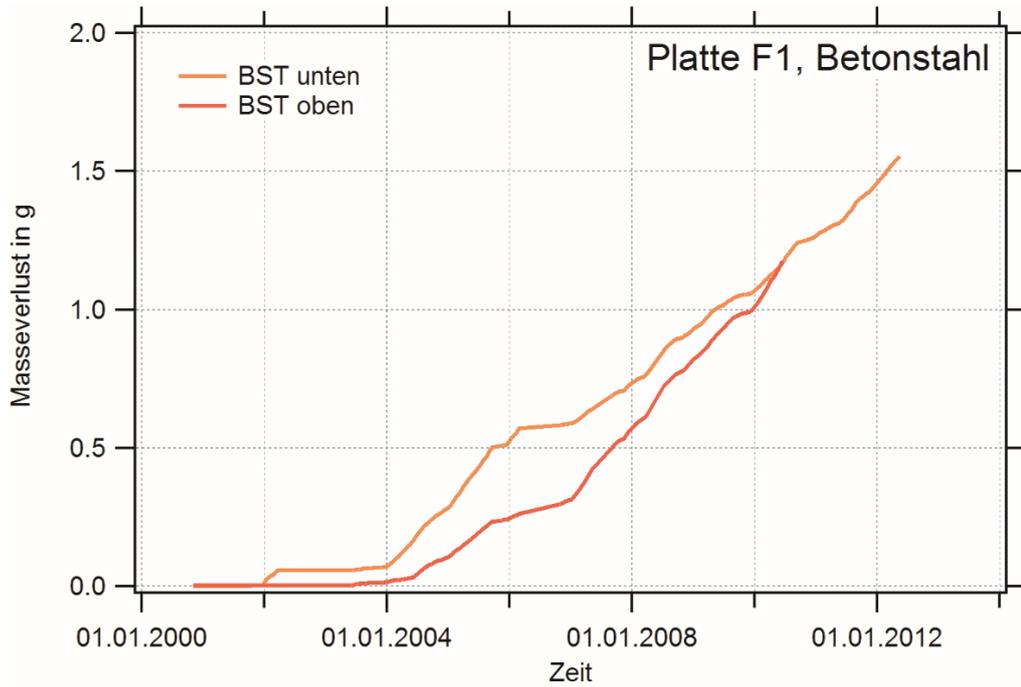


Abb. XII-1 Betonplatte F1, Masseverlust aus den kontinuierlich gemessenen Makroelementströmen von zwei Betonstahlproben, Bewehrungsüberdeckung 10 mm.

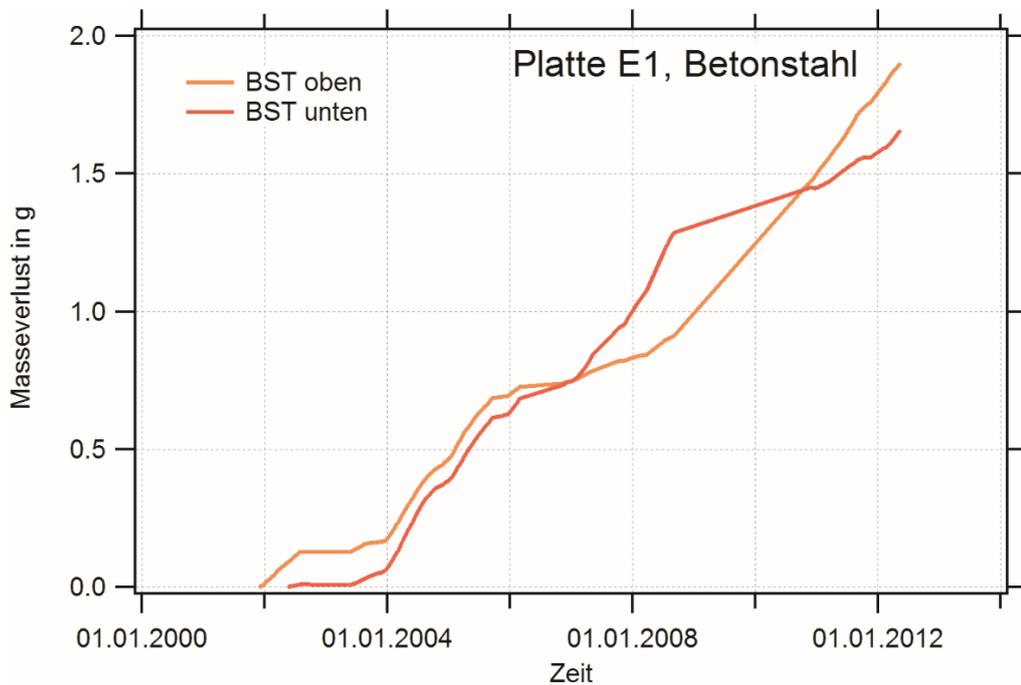


Abb. XII-2 Betonplatte E1, Masseverlust aus den kontinuierlich gemessenen Makroelementströmen von zwei Betonstahlproben, Bewehrungsüberdeckung 10 mm.

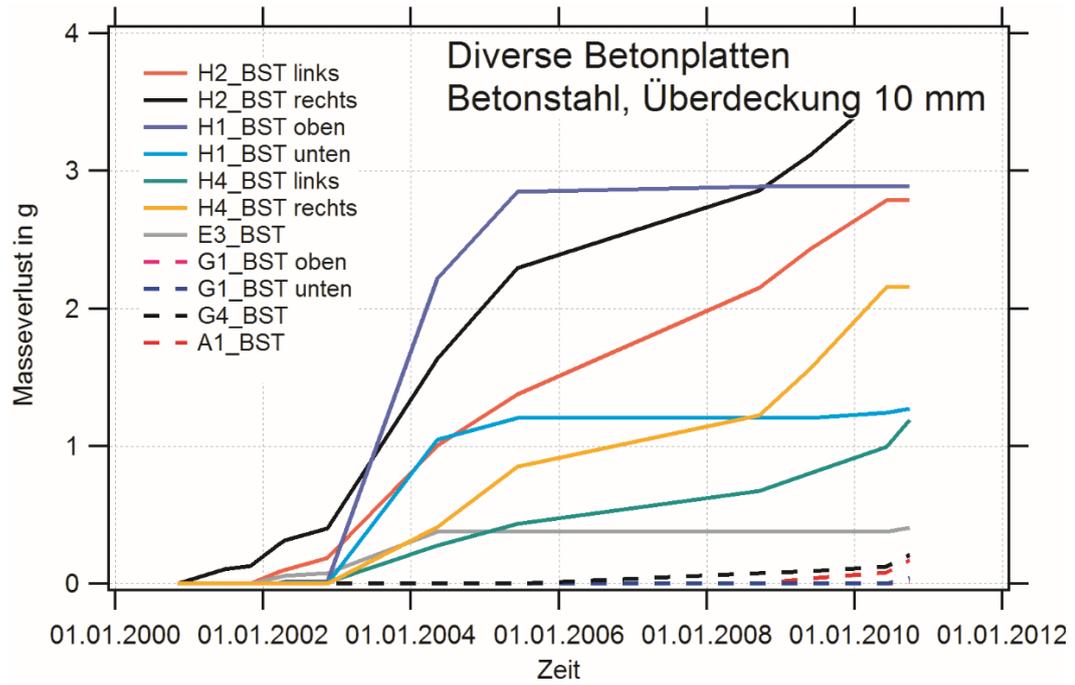


Abb. XII-3 Diverse Betonplatten, Masseverlust aus den händisch gemessenen Makroelementströmen von Betonstahlproben, Bewehrungsüberdeckung 10 mm.

XIII Freier Chloridgehalt im Porenwasser

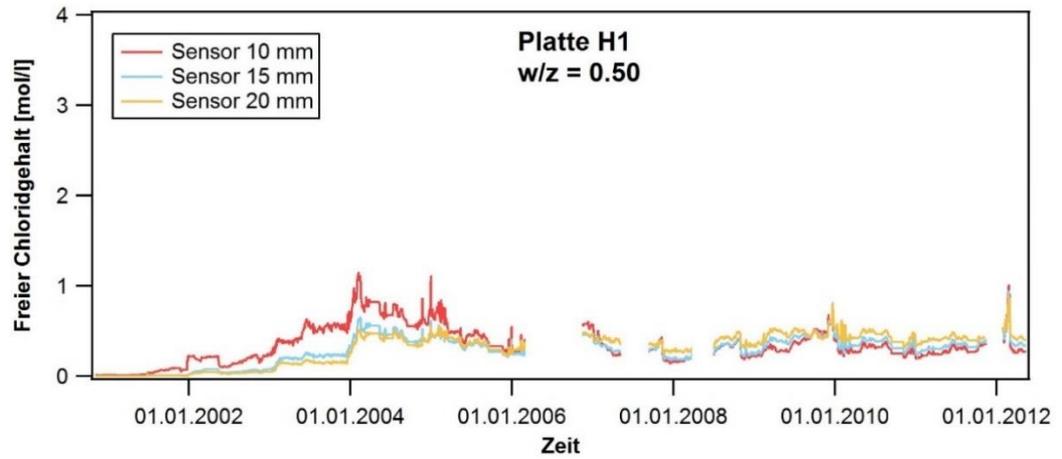


Abb. XIII-1 Freier Chloridgehalt im Porenwasser gemessen mit den Chloridsensoren auf 10, 15 und 20 mm in der Betonplatte H1 (CEM I, w/z 0.50).

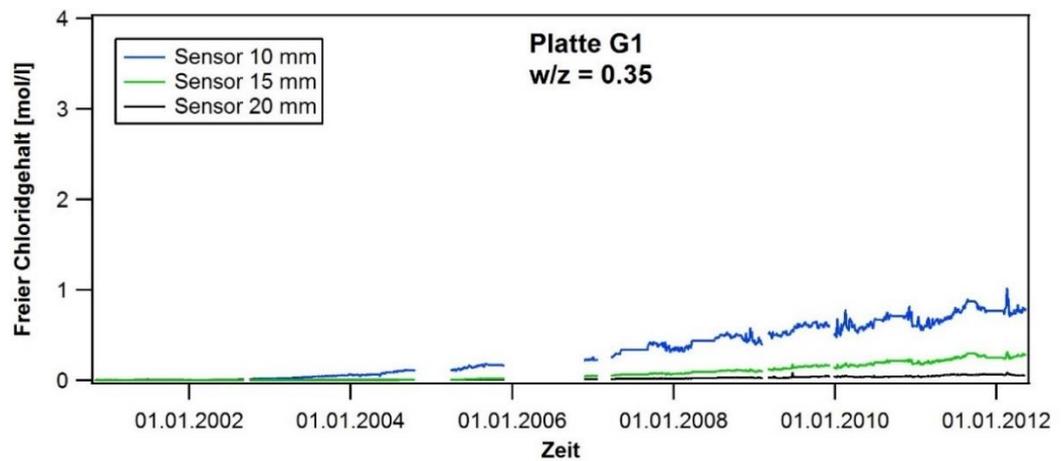


Abb. XIII-2 Freier Chloridgehalt im Porenwasser gemessen mit den Chloridsensoren auf 10, 15 und 20 mm in der Betonplatte G1 (CEM I, w/z 0.35).

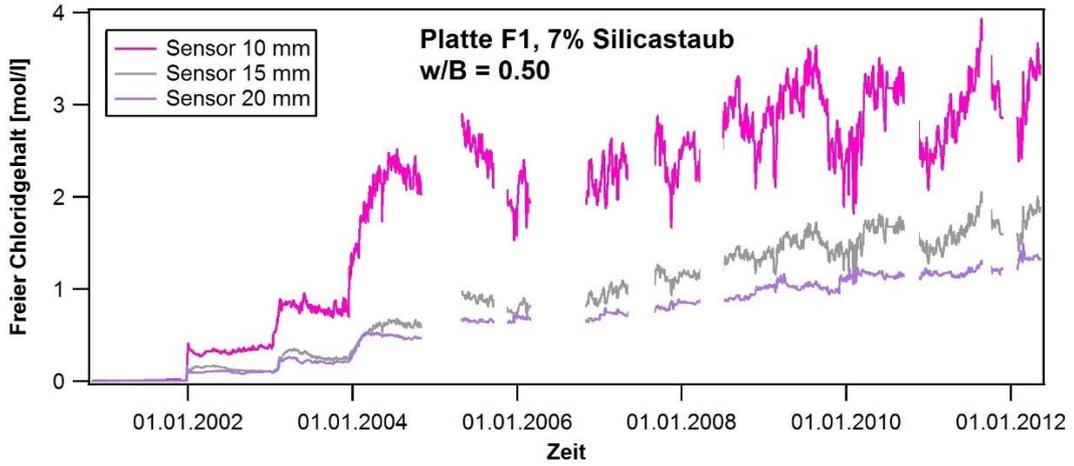


Abb. XIII-3 Freier Chloridgehalt im Porenwasser gemessen mit den Chloridsensoren auf 10, 15 und 20 mm in der Betonplatte F1 (CEM I + 7% Silicastaub, w/B 0.50).

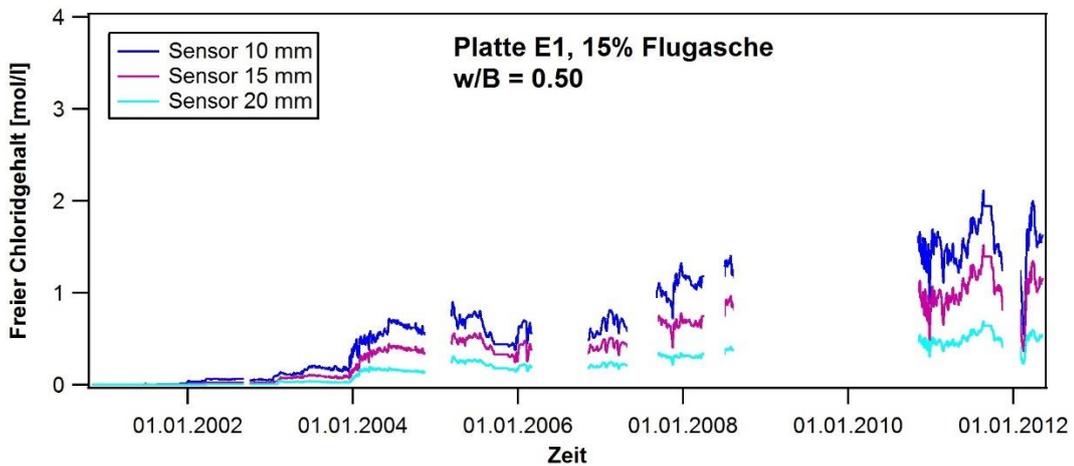


Abb. XIII-4 Freier Chloridgehalt im Porenwasser gemessen mit den Chloridsensoren auf 10, 15 und 20 mm in der Betonplatte E1 (CEM I + 15% Flugasche, w/B 0.50).

Literaturverzeichnis

Normen	
SN EN 206 (2013)	Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, 2013. Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität , Norm SN EN 206:2013 2. Fassung.
SIA 262 (2013)	Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, 2013. Betonbau , Norm SIA 262:2013
SIA 262/1 (2013)	Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, 2013. Betonbau – Ergänzende Festlegungen , Norm SN EN 262/1:2013.
SIA 269 (2011)	Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, 2011. Grundlagen der Erhaltung von Tragwerken , Norm SIA 269:2011.
SIA 269/1-7 (2011)	Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, 2011 bis 2014. Normenreihe zur Erhaltung von Tragwerken , Norm SIA 269/1 bis 7.
SIA 269/2 (2011)	Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, 2011 bis 2014. Erhaltung von Tragwerken – Betonbau . Norm SIA 269/2:2011.
SN EN 1504 (2004)	Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, 2004 bis 2005. Normenreihe für Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken - Definitionen, Anforderungen, Qualitätsüberwachung und Beurteilung der Konformität , SN EN 1504-1 bis 10.
SIA Register (2016)	Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, 2016. Register der frei gegebenen Zementarten sowie der Kombination von Zementen mit Zusatzstoffen , www.sia.ch/register
MB SIA 2029 (2013)	Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, 2013. Nichtrostender Betonstahl , Merkblatt SIA 2029.
MB SIA 2006 (2013)	Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, 2013. Planung, Durchführung und Interpretation der Potenzialmessung an Stahlbetonbauten , Merkblatt SIA 2006.
Dokumentation	
Angst (2009)	Angst, U., Elsener, B., Larsen C. K. and Øystein, V., 2009, Critical chloride content in reinforced concrete – A review. Cement and Concrete Research, Volume 39, Issue 12, pp. 1122-1138.
Andrade (2011)	Andrade, C, Castellote, M., d'Andrea, R., 2012. Measurement of ageing effect on chloride diffusion coefficients in cementitious matrices . Journal of Nuclear Materials 412, pp.209-216.
Bisschop (2016)	Bisschop J., Schiegg, Y., Hunkeler, F., 2016. Modellierung der Initiierung von Korrosion bei chloridbelasteten Stahlbetonbauten . VSS Bericht Nr. 676.
Breit (2001)	Breit, W., Kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt – Sachstand und neuere Untersuchungen , 2001. Betontechnische Berichte 1998-2000, http://www.vdz-online.de
Büchler (2008)	Büchler, M., Schiegg, Y., 2008. Untersuchungen zur Potenzialfeldmessung an Stahlbetonbauten . VSS Bericht Nr. 634.
DuraCrete (2000)	DuraCrete R17, DuraCrete Final Technical Report, The European Union – Brite EuRam III, DuraCrete – Probabilistic Performance based Durability Design of Concrete Structures . Document BE95-1347/R17, May 2000; CUR, Gouda, The Netherlands.
fib (2013)	fib Model Code for Concrete Structures 2010 . Published by Ernst & Sohn GmbH & Co.
Lye (2015)	Lye, C.-Q., Dhir, R.K and Ghataora, G.S., 2015. Carbonation resistance of fly ash concrete . Magazine of Concrete Research, Volume 67 Issue 21, pp.1150-1178.
Osterminski (2013)	Osterminski, K., 2013. Zur vollprobabilistischen Modellierung der Korrosion von Stahl in Beton . Diss. TU München Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt.
Harnisch (2012)	Harnisch, J., 2012. Zum zeitabhängigen Verhalten elektrochemischer und morphologischer Kenngrößen bei der chloridinduzierten Korrosion von Stahl in Beton . Aachen, Technische Hochschule, Fachbereich 3, Dissertation.
Hunkeler (1994)	Hunkeler, F., 1994. Grundlagen der Korrosion und der Potentialmessung bei Stahlbetonbauten , VSS Bericht Nr. 510.
Hunkeler (2001)	Hunkeler, F., Ungricht H. und Schiegg, Y., 2001. Eignung zweier Inhibitoren (MFP und Sika FerroGard-903) zur Instandsetzung von chloridbelasteten Stahlbetonbauten . VSS Bericht Nr. 554.
Hunkeler (2002)	Hunkeler, F., Merz, C. und Ungricht, H., 2002. Vergleichende Untersuchungen zum Chloridwiderstand von Betonen . VSS Bericht Nr. 568.

Hunkeler (2012)	Hunkeler, F., Lammar L., 2012. Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand von Betonen . VSS Bericht Nr. 629.
Hunkeler (2016)	Hunkeler, F., 2016. Swiss Requirements for the Carbonation Resistance of Concrete for the Exposure Classes XC3 and XC4 . The 9 th International Concrete Conference 2016, Dundee Scotland
Schiegg (2002)	Schiegg, Y., 2002. Online-Monitoring zur Erfassung der Korrosion der Bewehrung von Stahlbetonbauten . Diss. ETH Nr. 14583.
Schiegg (2004a)	Schiegg, Y., Böhni, H. und Hunkeler, F., 2004. Online-Monitoring zur Erfassung der Korrosion der Bewehrung von Stahlbetonbauten . VSS Bericht Nr. 581.
Schiegg (2004b)	Schiegg, Y., Voûte, C.-H., Peter, H., Hasler, S. and Urlau, U., 2004. Initiation and corrosion propagation of stainless steel reinforcements in concrete structures . Nice, EUROCORR 2004, 12-16 September 2004.
Schiegg (2012)	Schiegg, Y., Voûte, C-H. und Hunkeler, F., 2012. Korrosionsbeständigkeit von nichtrostenden Betonstählen . VSS Bericht Nr. 650.
Seguí (2016)	Seguí Femenias, Y., Angst, U., Caruso F., Elsener, B., 2016. Ag/AgCl ion-selective electrodes in neutral and alkaline environments containing interfering ions . Materials and Structures (2016) 49:2637–2651
Tang (2009)	Tang, L., Utgennant, P., 2009. A field study of critical chloride content in reinforced concrete with blended binder , Materials and Corrosion. Volume 60, No. 8, pp. 617-622.
Ungricht (2004)	Ungricht, H., 2004, Wasserhaushalt und Chlorideintrag in Beton – Einfluss der Exposition und der Betonzusammensetzung . Diss. ETH Nr. 15758.
Ungricht (2008)	Ungricht, H., Hunkeler, F., 2008. Massnahmen gegen chloridinduzierte Korrosion zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit . VSS Bericht Nr. 628.
Ungricht (2007)	Ungricht, H., Hunkeler, F., 2007. Instandsetzung von Galerien - Wirkung und Wirksamkeit der ergriffenen Massnahmen . VSS Bericht Nr. 610.
Tuutti (1982)	Tuutti, K., 1982. Corrosion of steel in concrete . Swedish Cemen and Concrete Institute, Stockholm, Report F0 4.

Projektabschluss



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Bundesamt für Strassen ASTRA

FORSCHUNG IM STRASSENWESEN DES UVEK

Version vom 09.10.2013

Formular Nr. 3: Projektabschluss

erstellt / geändert am: 17.10.2016

Grunddaten

Projekt-Nr.: AGB 2005/016_OBF
 Projekttitel: Massnahmen zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit - Fortsetzung des Feldversuchs Naxbergtunnel
 Enddatum: 24.10.2016

Texte

Zusammenfassung der Projektergebnisse:

Seit dem Jahr 2000 läuft im Naxbergtunnel an der A2 bei Göschenen ein Feldversuch mit instrumentierten Betonplatten. Der Versuchsstand erlaubt die langfristige Untersuchung von Schädigungsprozessen und Massnahmen zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit (Initiierungs- und Korrosionsphase) unter realen Bedingungen. Die zeitliche Entwicklung des Chloridwiderstandes als wichtige Inputgrösse für die Modellierung des Chlorideintrags wurde analysiert. Generell stellt man über die Zeit eine Abnahme des Chloridmigrationskoeffizienten fest, was als „ageing“ bezeichnet wird. Die Karbonatisierungstiefe im Tunnel nimmt mit steigender Wandhöhe zu. Am stärksten karbonatisiert waren die Betonplatten mit Flugasche und die hydrophobierten Platten. Durch jährlich auftretende Einzelereignisse werden grössere Mengen Wasser und Tausalz in kurzer Zeit (Tage) bis in Tiefen von über 40 mm transportiert, was den Chloridgehalt im Überdeckungsbeton rasch ansteigen lässt. Bereits nach wenigen Jahren war beim Beton mit CEM I und w/z 0.5 der lochfrassauslösende, kritische Chloridgehalt auf Höhe einer normgemäss überdeckten Bewehrung überschritten. Auch bei den Betonen mit Hüttensand und Flugasche waren die Chloridgehalte mit dem CEM I Beton vergleichbar. Aus heutiger Sicht sind die damals gewählten Gehalte von diesen Zusatzstoffen gering. Bei sehr dichtem Beton (w/z 0.35) oder der Zugabe von Silikastaub war der Chlorideintrag merklich verlangsamt. Auch zeigt die auf gewissen Betonplatten applizierte Hydrophobierung während der gesamten Beobachtungsperiode von 12 Jahren eine gute Wirksamkeit, d.h. der Chlorideintrag war sehr gering. Ob die heutigen Anforderungen an den Chloridwiderstand genügen um dauerhafte Bauwerke zu erhalten, ist nicht gesichert. Zumindest bei hohen Anforderungen und langer Nutzungsdauer muss das Gesamtsystem betrachtet und weiter optimiert werden. Mit der gewählten Instrumentierung der Betonplatten konnte der Zeitpunkt der Initiierung der Korrosion für unterschiedliche Bewehrungsüberdeckungen bestimmt und der kritische Chloridgehalt abgeschätzt werden. Mit Ausnahme der hydrophobierten Betonplatten und des CEM I Betons mit w/z 0.35 wurden nach 8 Jahren bis in eine Tiefe von 25 bis 30 mm Initiierungen festgestellt. Die kritischen Chloridgehalte lagen dabei im erwarteten Rahmen. Der nichtrostende Betonstahl Top12 mit Walzhaut hat gegenüber dem normalen Betonstahl einen etwa doppelt so hohen kritischen Chloridgehalt. Nichtrostende Betonstähle 1.4401 und 1.4462 sind bis heute im passiven Zustand. Die ausgebauten Bewehrungsstäbe zeigten deutliche Lochfrassangriffe und korrodierte Stahloberflächen bis über 70%. Mit der Berechnung des Stahlabtrags aus dem Makroelementstrom kann die reale Korrosionsgeschwindigkeit unterschätzt werden. Für die CEM I- und Flugaschen-Betone muss für vergleichbare Exposition mit Korrosionsgeschwindigkeiten von etwa 0.2 bis 0.3 mm/Jahr gerechnet werden. Es hat sich gezeigt, dass eine Verzinkung des Betonstahls keinen Mehrwert darstellt.



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Bundesamt für Strassen ASTRA

Zielerreichung:

Ziele des Forschungsprojektes waren die Untersuchung des Korrosionsverhaltens unterschiedlicher Stahlqualitäten in verschiedenen Betonen unter realen Expositionsbedingungen, der Einfluss der Betonüberdeckung auf die Initiierung und den Korrosionsfortschritt, die Abhängigkeit des Wasser- und Chlorideintrages von der Zeit und die Ermittlung von Kenngrössen für probabilistische Dauerhaftigkeitsbetrachtungen.

Der Versuchsstand im Naxbergtunnel und das Konzept der instrumentierten Betonplatten mit variabler Betonzusammensetzung hat sich bezüglich obiger Fragestellung als zielführend erwiesen. Durch die umfangreiche Datenerfassung und Beprobung (z.B. für Chloridanalysen) konnten die massgebenden Inputparameter für die Modellierung des Schadstoffeintrags erhoben werden, so dass im Rahmen des Forschungsprojektes AGB 2011/002 (Abschluss Februar 2016) ein empirisches Modell für die Vorhersage der Initiierung von Korrosion der Bewehrung bei chloridbelasteten Betonbauteilen entwickelt werden konnte.

Folgerungen und Empfehlungen:

Der Wasser- und Chlorideintrag bei der Expositionsklasse XD3 wird von Einzelereignissen dominiert, bei denen Feuchtigkeit und Schadstoffe innert weniger Tage bis in grössere Tiefen transportiert werden. Solche Ereignisse finden im Naxbergtunnel meist einmal pro Jahr und im Winter statt. Dadurch steigt der Chloridgehalt auf Bewehrungshöhe rasch an, was je nach Betonqualität nach wenigen Jahren Korrosion am Betonstahl ausgelöst hat. Aufgrund der korrosionstechnischen Messungen konnte gefolgert werden, dass bei hohen Anforderungen und langer Nutzungsdauer das Gesamtsystem betrachtet und optimiert werden muss: Dies kann beispielsweise eine Kombination von Beton- und Stahlqualität, Überdeckung und Oberflächenschutzsystem beinhalten. Zu erwartenden hohe Chloridbelastungen bedingen Betone mit einem hohen Chloridwiderstand. Der kritische Chloridgehalt kann durch den Einsatz von nichtrostenden Betonstählen in der äussersten Bewehrungslage deutlich erhöht werden. Ausserdem sind die normgemässen Bewehrungsüberdeckungen zwingend einzuhalten, oder fallweise sogar zu erhöhen. Wie vorliegende Untersuchungen zeigen, ist eine funktionstüchtige Hydrophobierung bei eher durchlässigen Betonen, zumindest in den ersten Jahren, eine sehr effiziente Massnahme zur Verhinderung bzw. markanten Reduktion des Chlorideintrags zu sein.

Publikationen:

Schiegg, Y., Ungricht, H., Hunkeler, F., 2014. Massnahmen zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit - Fortsetzung des Feldversuches im Naxbergtunnel, Tagung "Neues aus der Brückenforschung", Olten, 13. März 2014.

Bisschop, J., Schiegg, Y., Hunkeler, F., 2016. Modelling the corrosion initiation of reinforced concrete exposed to deicing salts, VSS Bericht Nr. 676.

Der Projektleiter/die Projektleiterin:

Name: Schiegg

Vorname: Yves

Amt, Firma, Institut: TFB AG, Lindenstrasse 10, 5103 Wildegg

Unterschrift des Projektleiters/der Projektleiterin:



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Bundesamt für Strassen ASTRA

FORSCHUNG IM STRASSENWESEN DES UVEK

Formular Nr. 3: Projektabschluss

Beurteilung der Begleitkommission:

Beurteilung:

Die Zielsetzungen dieses Forschungsprojektes wurden erreicht. Die Messungen des Wasser- und Chlorideintrags wurden weitergeführt. Es hat sich bestätigt, dass die Chloride im Winter durch Einzelereignisse in kurzer Zeit bis in grössere Tiefen transportiert werden, wobei Zuschlagstoffe wie Silicastaub oder ein sehr dichter Beton eine deutliche Verlangsamung des Chlorideintrags bewirken können. Zu erwähnen ist auch die positive Wirkung der Hydrophobierung, die einen Anstieg des Chloridgehaltes im Beton während über 10 Jahren verhindert hat. Dies ist bedeutsam für die Praxis, weil v. a. junger Beton mit einer solchen Massnahme in der Anfangsphase vor Tausalz geschützt werden kann. Durch die Instrumentierung der ausgelagerten Betonplatten mit Sensoren konnte der Zeitpunkt der Aktivierung von chloridinduzierter Korrosion am Betonstahl gemessen werden. Die Vermutung, dass Bauteile mit gering überdeckter Bewehrung bereits nach wenigen Jahren korrodieren, hat sich bestätigt. Da Verzinkungen in Betonen mit hohem Wasser- und Chloridgehalt nicht ausreichend beständig sind, bieten sie bei vergleichbaren Expositionen keinen Mehrwert. Nichtrostende Betonstähle können die Nutzungsdauer hingegen deutlich erhöhen. Die erforderlichen Inputgrössen für eine realistische Modellierung des Schadstoffeintrags konnten identifiziert und teilweise auch quantifiziert werden. Diese Ergebnisse sind in das Projekt AGB 2011/002 eingeflossen und haben die Entwicklung eines anwendungsorientierten Ingenieurmodells zur rechnerischen Abschätzung des längerfristigen Chlorideintrags ermöglicht.

Umsetzung:

Der Versuchsstand im Naxbergtunnel hat sich als nützlicher Standort für mehrere Forschungsprojekte erwiesen, und es konnten in den letzten Jahren zahlreiche Erkenntnisse zum Thema Dauerhaftigkeit von chloridbelastetem Beton gewonnen werden. Der Versuchsstand sollte demzufolge erhalten und weiter betrieben werden und die Messungen an den nicht ausgebauten Platten sollten weitergeführt werden. Die gewählte Instrumentierung der Betonplatten und die Messtechnik haben sich generell bewährt. Allerdings sind die Betonplatten aus heutiger Sicht teilweise etwas überinstrumentiert, so dass sich die Sensorelemente gegenseitig beeinflussen können. Vergleichbare Instrumentierungen sollten deshalb in Zukunft vereinfacht werden. Dies auch unter dem Gesichtspunkt, dass die Auswertung der grossen Datenmengen viel Zeit in Anspruch genommen hat. Mit dem Datensatz über mehr als 10 Jahre kann die Entwicklung eines anwendungsorientierten Ingenieurmodells für den Chlorideintrag vorangetrieben werden.

weitergehender Forschungsbedarf:

- Messungen an den nicht ausgebauten Betonplatten weiterführen, Mess-/Kommunikationstechnik Versuchsstand aufrüsten
- Bestimmung des Chlorideindringwiderstandes von neuen Betonsorten, Absicherung des DuraCrete Modells
- Anwendung von massenhydrophobiertem Beton
- Entwicklung eines Bemessungskonzeptes mit klassifizierten Chlorid-Widerstandsklassen

Einfluss auf Normenwerk:

Grenzwert für den Chloridwiderstand, Norm SIA 262/1
Bewehrungsüberdeckung, Tabelle 18 der Norm SIA 262

Der Präsident/die Präsidentin der Begleitkommission:

Name: Käser

Vorname: Martin

Amt, Firma, Institut: Baudirektion Kt. Zürich

Unterschrift des Präsidenten/der Präsidentin der Begleitkommission:

Verzeichnis der Berichte der Forschung im Strassenwesen

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1598	SVI 2014/009	Forschungspaket VeSPA: Teilprojekt 2-M, Massnahmen und Potenziale im Bereich Infrastruktur	2016
1597	FGU 2012/004_OBF	Einfluss von geologisch-hydrologischen Randbedingungen und baulichen Massnahmen auf das Quellen von Ton-Sulfat-Gesteinen am Belchentunnel	2016
1596	SVI 2008/002	Einfluss des Parkierungsangebots auf das Verkehrsverhalten und den Energieverbrauch	2016
1592	FGU 2012/002	Tunnel face stability and tunnelling induced settlements under transient conditions	2016
1591	SVI 2014/008	Forschungspaket VeSPA: Teilprojekt 1-M, Massnahmen und Potenziale im Bereich Verkehrsteilnehmende	2016
1590	VSS 2011/107	Leitfaden für den Entwurf von innerörtlichen Hauptverkehrsstrassen (ländliche und städtische Hauptverkehrsstrassen)	2016
1589	VSS 2010/546	Forschungspaket PLANET EP-6: Anforderungen und Qualitätskontrolle	2016
1588	SVI 2012/001	Forschungspaket VeSPA: Synthesebericht	2016
1587	FGU 2010/004	Static effects, feasibility and execution of drainages in tunnelling	2016
1585	VSS 2010/547	Forschungspaket PLANET EP-7: Arbeitshygiene	2016
1584	SVI 2011/004	Methodik zum Umgang mit Priorisierungsvorgaben für die Verkehrssteuerung auf HVS	2016
1583	VSS 2010/544	Forschungspaket PLANET EP-4: Gebrauchsdauer und Alterung	2016
1582	VSS 2011/804	Voranalyse von Forschungs- und Normierungsbedarf zu Haltestellen des strassengebundenen öffentlichen Verkehrs	2016
1581	AGT 2014/005_ENG	Verbesserung der Energieeffizienz von Strassentunneln	2016
1579	AGT 2014/001	Erhaltungsmanagement von bergmännischen Tunneln - Initialprojekt	2016
1578	VSS 2010/501	Einfluss der Verdichtungsenergie auf die Wasserempfindlichkeit von Asphalt-Mischgut	2016
1577	VSS 2011/806	Qualität der Strassenanbindung von güterverkehrsintensiven Einrichtungen	2016
1576	ASTRA 2011/007_OBF	Lärmschutzprojekte ASTRA Filialen - Projektbegleitende Forschung Akustik	2016
1575	SVI 2013/001	Zeitliche Homogenisierung der Verkehrsbelastung - Brechen von Spitzen	2016
1574	ASTRA 2009/007	Lärmarme Oberflächen bei Gussasphalt-Deckschichten auf Brücken	2016
1573	VSS 2009/501	Anforderung an die In-situ-Wasserdurchlässigkeit von offenporigem Asphalt	2016
1572	VSS 2011/507	Anwendung genormter Feldversuche in heterogenen (alpinen) Lockergesteinen	2016
1571	VSS 2010/204	Veloverkehr im Bereich von Knoten	2016
1570	FGU 2012/005_ENG	Energiegewinnung aus städtischen Tunneln; Pilotversuch	2016
1569	VSS 2011/203	Geometrie des Fahrzeugparks der Schweiz	2016
1568	VSS 2011/602	Gestaltung von Wildtierunterführungen	2016
1567	VSS 2010/207	Grundlagen für die Dimensionierung von sicheren Veloverkehrsanlagen	2016
1566	ASTRA 2010/014	Forschungspaket: Lärmarme Beläge innerorts EP 5: Verbesserung der Genauigkeit akustischer Messmethoden	2016
1565	VSS 2009/502	Formulation et comportement des enrobés de surface macrorougeux	2016
1564	ASTRA 2010/013	Forschungspaket: Lärmarme Beläge innerorts EP 4: Labormethoden für die Bestimmung akustischer Eigenschaften lärmarmen Beläge	2016
1563	SVI 2004/032	NetCap: Intermodale Strecken-/Linien und Netzleistungsfähigkeit	2016
1562	VSS 2013/602	Winterdienstkonzept auf Basis des Managementprozesses	2016
1561	ASTRA 2013/002	Forschungspaket: Lärmarme Beläge innerorts EP7: Innovative, lärmarme Beläge für den Potenziellen Einsatz in der Schweiz	2016
1560	ASTRA 2013/003	Forschungspaket: Lärmarme Beläge innerorts EP8: Akustische Wirkung betrieblicher Reinigungsmassnahmen bei lärmarmen Belägen	2016
1559	ASTRA 2010/011	Forschungspaket: Lärmarme Beläge innerorts EP 2: Labortechnische Bestimmung der Dauerhaftigkeit lärmarmen Beläge	2016
1558	ASTRA 2011/014_OBF	Vergleich verschiedenen starker Asphalt-Belagsaufbauten: Ermittlung der Versagensgrenze eines T4 Norm-Belages mit der mobilen Grossversuchsanlage MLS10	2016
1557	SVI 2010/001	Reklame im Strassenverkehr	2016
1556	VSS 2011/303	Höhengleiche Kreuzungen Strasse - Schiene, Anforderungen an die Signalsteuerung	2016

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1555	SVI 2004/049	Sichere Schulwege – Gefahrenanalyse und Massnahmenplanung	2016
1554	VSS 2011/501	Evaluation des Frosttaumittelwiderstands von Beton – Vergleich von vier Prüfverfahren	2016
1553	VSS 2008/702	Réception de l'adhérence de nouveaux revêtements sur la base de la macrotexture	2016
1552	ASTRA 2010/010	Paquet de recherche: Revêtements peu bruyants EP1: Formulation des revêtements peu bruyants	2016
1551	VSS 2012/207	Akustische Installationen im Strassentunnel	2016
1550	VSS 2012/311	SERFOR: Voranalyse "Self Explaining and Forgiving Roads"	2016
1549	SVI 2011/015	Anforderungen an zukünftige Mobilitätshebungen	2016
1548	VSS 2010/404	Grundlagen für die Anforderungen an Schutzgeokunststoffe auf der Basis von neuen EN-Prüfmethoden	2016
1547	ASTRA 2011/012_OBF	Development of a self-healing asphalt road via induction heating	2015
1546	FGU 2010/005_OBF	Langzeitverhalten von Kunststoffaserspritzbeton im Untertagebau	2016
1545	ASTRA 2011/013_OBF	Vergleich verschieden starker Asphalt-Belagsaufbauten: Ermittlung der Versagensgrenze eines T3-Normbelages mit der mobilen Grossversuchsanlage MLS10	2015
1544	VSS 2007/302	Rampenbewirtschaftung: Anforderungen an Regelungsverfahren	2015
1543	VSS 2012/402	Machbarkeitsstudie zur Reduktion von Feinstaub oder seiner Vorläufergase mittels spezieller Strassenbeläge	2015
1542	VSS 2011/713	Forschungspaket Nutzensteigerung für die Anwender des SIS: EP3: Transformationskonzepte zwischen Bezugssystemen	2015
1541	VSS 2010/301	Verkehrssicherheit zweistreifiger Kreisel	2015
1540	AGE 2013/001_ENG	TOSA - Transport par bus avec Optimisation du Système d'Alimentation	2015
1539	FGU 2010/007	Modelling of anhydritic swelling claystones	2015
1538	SVI 2011/021	Forschungspaket Verkehr der Zukunft (2060): Initialprojekt	2015
1537	FGU 2010/007	Geotechnischer Indexwert für die Beurteilung des Potentials zur Quarzstaubbelastung	2015
1536	VSS 2012/201	Wirkungskontrolle von Strassenprojekten	2015
1535	VSS 2012/403	Einfluss der Gesteinskörnung auf den Chloridwiderstand von Beton	2015
1534	VSS 2009/102	Forschungsbündel Erhebung verkehrsplanerischer Grundlagedaten: Teilprojekt 2: Methoden der Verkehrsbeobachtung	2015
1533	VSS 2009/101	Forschungsbündel Erhebung verkehrsplanerischer Grundlagedaten: Synthesebericht	2015
1532	VSS 2009/101	Forschungsbündel Erhebung verkehrsplanerischer Grundlagedaten: Teilprojekt 1: Systematik und Glossar	2015
1531	VSS 2011/906	Datenaustausch zwischen Strasseninformationssystemen und Verkehrsmodellen	2015
1530	VSS 2010/402	Einfluss biogener Öle auf die Ökobilanz von Strassenbaubindemitteln	2015
1529	VSS 2005/404	Beschleunigte Alterungsmethode von heiss verarbeitbaren Fugenmassen zur Simulation des Einbaus	2015
1528	VSS 2011/308	Verkehrsablauf an ungesteuerten Knoten innerorts unter Berücksichtigung der verschiedenen Verkehrsarten; Ermittlung repräsentativer Richtwerte und Zusammenhänge	2015
1527	VSS 2006/510	Forschungspaket Brückenabdichtungen: Synthesebericht	2015
1526	VSS 2005/456	Paquet de recherche de recyclage des matériaux bitumineux de démolition des routes dans des enrobés à chaud : EP5: Formulation des enrobés avec matériaux recyclés	2015
1525	SVI 2004/058	Verträglichkeitskriterien für den Strassenraum innerorts	2015
1524	ASTRA 2012/003	Erarbeitung von Grundlagen zur Bemessung von Steinschlag-schutzdämmen	2015
1523	VSS 2011/104	Monetarisierung des statistischen Lebens im Strassenverkehr	2015
1522	VSS 2011/106	Normierte gesamtverkehrliche Erschliessungsqualitäten - Grundlagenbericht	2015
1521	VSS 2006/514_OBF	Forschungspaket Brückenabdichtungen: EP4 - Zerstörungsfreie Prüfungen von Verbund und Oberflächen	2015
1520	ASTRA 2008/013_OBF	Nächtliche Immissionsprognosen von Strassenlärm (Hochleistungsstrassen)	2015
1519	VSS 2009/201	Lärmimmissionen bei Knoten und Kreiseln	2015
1518	SVI 2011/024	Langsamverkehrsfreundliche Lichtsignalanlagen	2015
1517	VSS 2011/103	Bemessungsverkehrsstärken: Ein neuer Ansatz	2015
1516	VSS 2011/711	Forschungspaket Nutzensteigerung für die Anwender des SIS: EP1: Zeitaspekte und Historisierung	2015
1515	SVI 2011/034	Längere Umsteigezeiten und Haltestellenaufenthaltszeiten - Auswirkungen und Massnahmen	2015
1514	VSS 2006/513_OBF	Forschungspaket Brückenabdichtungen: EP3 - Langzeitverhalten des Verbundes	2015
1513	VSS 2005/403	Fliesskoeffizienten von feinen Gesteinskörnungen aus der Schweiz	2015

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1512	SVI 2004/069	Veloverkehr in den Agglomerationen - Einflussfaktoren, Massnahmen und Potenziale	2015
1511	VSS 2012/601	Die Physik zwischen Salz, Schnee und Reifen	2015
1510	VSS 2005/453	Forschungspaket Recycling von Ausbauasphalt in Heissmischgut: EP2: Mehrfachrecycling von Strassenbelägen	2015
1509	ASTRA 2010/022	Markt- und Nutzermonitoring Elektromobilität (MANUEL)	2015
1508	VSS 2011/716	Forschungspaket Nutzensteigerung für die Anwender des SIS: EP6: Schnittstellen aus den Auswertungssystemen SIS (SIS-DWH)	2015
1507	FGU 2007/004	TBM Tunneling in Faulted and Folded Rocks	2015
1506	VSS 2006/512_OBF	Forschungspaket Brückenabdichtungen: EP2 - Flüssigkunststoff-Abdichtungen, Erfassen der Verbundproblematik	2015
1505	VSS 2006/509	Abdichtungssysteme und bitumenhaltige Schichten auf Betonbrücken - Initialprojekt	2014
1504	VSS 2005/504	Druckschwellversuch zur Beurteilung des Verformungsverhaltens von Belägen	2014
1503	VSS 2006/515_OBF	Research Package on Bridge Deck Waterproofing Systems: EP5-Mechanisms of Blister Formation	2014
1502	VSS 2010/502	Road – landside interaction : Applications	2014
1501	VSS 2011/705	Grundlagen zur Anwendung von Lebenszykluskosten im Erhaltungsmanagement von Strassenverkehrsanlagen	2014
1500	ASTRA 2010/007	SURPRICE (Sustainable mobility through road user charging) - Swiss contribution: Equity effects of congestion charges and individual variation in preferences	2015
1499	ASTRA 2011/010	Stauprognoseverfahren und -systeme	2014
1498	VSS 2011/914	Coordinated Ramp Metering Control with Variable Speed Limits for Swiss Freeways	2014
1497	VSS 2009/705	Verfahren zur Bildung von homogenen Abschnitten der Strassenverkehrsanlage für das Erhaltungsmanagement Fahrbahnen	2014
1496	VSS 2010/601	Einfluss von Lärmschutzwänden auf das Raumnutzungsverhalten von Reptilien	2014
1495	VSS 2009/703	Zusammenhang Textur und Griffigkeit von Fahrbahnen und Einflüsse auf die Lärmemission	2014
1494	VSS 2010/704	Erhaltungsmanagement der Strassen - Erarbeiten der Grundlagen und Schadenkataloge zur systematischen Zustandserhebung und -bewertung von zusätzlichen Objekten der Strassen	2014
1493	VSS 2006/001	Neue Methoden zur Beurteilung der Tieftemperatureigenschaften von bitumenhaltigen Bindemitteln	2014
1492	SVI 2004/029	Kombiniertes Verkehrsmittel- und Routenwahlmodell	2014
1491	VSS 2007/704	Gesamtbewertung von Kunstbauten	2014
1490	FGU 2004/002	Langzeit-Beständigkeit von Tunnel-Abdichtungssystemen aus Kunststoffen (Best TASK)	2014
1489	VSS 2006/516_OBF	Forschungspaket Brückenabdichtungen: EP6 - Anschlüsse von Brückenabdichtungen	2014
1488	SVI 2007/020	Methodik zur Nutzenermittlung von Verkehrsdosierungen	2014
1487	SVI 2008/001	Erfahrungsbericht Forschungsbündel	2014
1486	SVI 2004/005	Partizipation in Verkehrsprojekten	2014
1485	VSS 2007/401	Anforderungen an Anschlussfugensysteme in Asphaltdecken - Teil 1: Praxiserfahrung	2014
1484	FGU 2010/003	Misestimating time of collision in the tunnel entrance due to a disturbed adaptation	2014
1483	VSS 2005/452	Forschungspaket Recycling von Ausbauasphalt in Heissmischgut: EP1: Optimaler Anteil an Ausbauasphalt	2014
1482	ASTRA 2010/018	SURPRICE: Sustainable mobility through road user charges Swiss contribution: Comprehensive road user charging (RUC)	2015
1481	VSS 2001/702	Application des méthodes de représentation aux données routières	2014
1480	ASTRA 2008/004	Prozess- und wirkungsorientiertes Management im betrieblichen Strassenunterhalt Modell eines siedlungsübergreifenden Unterhalts	2014
1479	ASTRA 2005/004	Entscheidungsgrundlagen & Empfehlungen für ein nachhaltiges Baustoffmanagement	2014
1478	VSS 2005/455	Research Package on Recycling of Reclaimed Asphalt in Hot Mixes - EP4: Evaluation of Durability	2014
1477	VSS 2008/503	Feldversuch mit verschiedenen Pflasterungen und Plattendecken	2014
1476	VSS 2011/202	Projet initial pour la conception multi-usagers des carrefours	2014
1475	VSS 1999/125	Ringversuch "Eindringtiefe eines ebenen Stempels, statische Prüfung an Gussasphalt"	2014
1474	VSS 2009/704	Wechselwirkung zwischen Aufgrabungen, Zustand und Alterungsverhalten im kommunalen Strassennetz-Entwicklung eines nachhaltigen Aufgrabungsmanagements	2014
1473	VSS 2011/401	Forschungspaket "POLIGRIP - Einfluss der Polierbarkeit von Gesteinskörnungen auf die Griffigkeit von Deckschichten - Initialprojekt"	2014
1472	SVI 2010/003	Einfluss der Verlässlichkeit der Verkehrssysteme auf das Verkehrsverhalten	2014

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1471	ASTRA 2008/011	Strategien zum wesensgerechten Einsatz der Verkehrsmittel im Güterverkehr Forschungspaket UVEK/ASTRA - Synthese	2014
1470	VSS 2011/907	Initialprojekt für ein Forschungspaket "Kooperative Systeme für Fahrzeug und Strasse"	2014
1469	VSS 2008/902	Untersuchungen zum Einsatz von Bewegungssensoren für fahrzeitbezogene Verkehrstelematik-Anwendungen	2014
1468	VSS 2010/503	Utilisation des géostructures énergétiques pour la régulation thermique et l'optimisation énergétique des infrastructures routières et ouvrages d'art	2014
1467	ASTRA 2010/021	Sekundärer Feinstaub vom Verkehr	2014
1466	VSS 2010/701	Grundlagen zur Revision der Normen über die visuelle Erhebung des Oberflächenzustands	2014
1465	ASTRA 2000/417	Erfahrungen mit der Sanierung und Erhaltung von Betonoberflächen	2014
1464	VSS 2002/403	Récupération de liants modifiés aux polymères issus d'échantillons d'enrobés	2014
1463	VSS 2006/511_OBF	Forschungspaket Brückenabdichtungen: EP1 – Standfester Gesamtaufbau, Prüfung und Bewertung	2014
1462	ASTRA 2011/004	Ermittlung der Versagensgrenze eines T2 Norm-Belages mit der mobiles Grossversuchsanlage MLS10	2014
1461	VSS 2001/506	Einfluss der Verdichtungstemperatur auf die Ergebnisse der Marshall-Prüfung und der Einbaukontrolle	2014
1460	SVI 2007/017	Nutzen der Verkehrsinformation für die Verkehrssicherheit	2014
1459	VSS 2002/501	Leichtes Fallgewichtsgesetz für die Verdichtungskontrolle von Fundationsschichten	2014
1458	VSS 2010/703	Umsetzung Erhaltungsmanagement für Strassen in Gemeinden - Arbeitshilfen als Anhang zur Norm 640 980	2014
1457	SVI 2012/006	Forschungspaket VeSPA Teilprojekt 5: Medizinische Folgen des Strassenunfallgeschehens	2014
1456	SVI 2012/005	Forschungspaket VeSPA Teilprojekt 4: Einflüsse des Wetters auf das Strassenunfallgeschehen	2014
1455	SVI 2012/004	Forschungspaket VeSPA Teilprojekt 3: Einflüsse von Fahrzeugeigenschaften auf das Strassenunfallgeschehen	2014
1454	SVI 2012/003	Forschungspaket VeSPA Teilprojekt 2: Einflüsse von Situation und Infrastruktur auf das Strassenunfallgeschehen: Phase 1	2014
1453	SVI 2012/002	Forschungspaket VeSPA Teilprojekt 1: Einflüsse von Mensch und Gesellschaft auf das Strassenunfallgeschehen: Phase 1	2014
1452	SVI 2012/001	Forschungspaket VeSPA: Synthesebericht Phase 1	2014
1451	FGU 2010/006	Gasanalytik zur frühzeitigen Branddetektion in Tunneln	2013
1450	VSS 2002/401	Kaltrecycling von Ausbauasphalt mit bituminösen Bindemitteln	2014
1449	ASTRA 2010/024	E-Scooter - Sozial- und naturwissenschaftliche Beiträge zur Förderung leichter Elektrofahrzeuge in der Schweiz	2013
1448	SVI 2009/008	Anforderungen der Güterlogistik an die Netzinfrastruktur und die langfristige Netzentwicklung in der Schweiz. Forschungspaket UVEK / ASTRA "Strategien zum wesensgerechten Einsatz der Verkehrsmittel im Güterverkehr der Schweiz", Teilprojekt C	2014
1447	SVI 2009/005	Informationstechnologien in der zukünftigen Gütertransportwirtschaft Forschungspaket UVEK/ASTRA "Strategien zum wesensgerechten Einsatz der Verkehrsmittel im Güterverkehr der Schweiz", Teilprojekt E	2013
1446	VSS 2005/454	Forschungspaket Recycling von Ausbauasphalt in Heissmischgut: EP3: Stofffluss- und Nachhaltigkeitsbeurteilung	2013
1445	VSS 2009/301	Öffnung der Busstreifen für weitere Verkehrsteilnehmende	2013
1444	VSS 2007/306	Verkehrsqualität und Leistungsfähigkeit von Anlagen des leichten Zweirad- und des Fussgängerverkehrs	2013
1443	VSS 2007/305	Verkehrsqualität und Leistungsfähigkeit des strassengebundenen ÖV	2013
1442	SVI 2010/004	Messen des Nutzens von Massnahmen mit Auswirkungen auf den Langsamverkehr - Vorstudie	2013
1441_2	SVI 2009/010	Zielsystem im Güterverkehr. Forschungspaket UVEK/ASTRA Strategien zum wesensgerechten Einsatz der Verkehrsmittel im Güterverkehr der Schweiz - Teilprojekt G	2013
1441_1	SVI 2009/010	Effizienzsteigerungspotenziale in der Transportwirtschaft durch integrierte Bewirtschaftungsinstrumente aus Sicht der Infrastrukturbetreiber Synthese der Teilprojekte B3, C, D, E und F des Forschungspakets Güterverkehr anhand eines Zielsystems für den Güterverkehr	2013
1440	SVI 2009/006	Benchmarking-Ansätze im Verkehrswesen	2013
1439	SVI 2009/002	Konzept zur effizienten Erfassung und Analyse der Güterverkehrsdaten Forschungspaket UVEK/ASTRA Strategien zum wesensgerechten Einsatz von Verkehrsmitteln im Güterverkehr der Schweiz TP A	2013

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1438_2	SVI 2009/011	Ortsbezogene Massnahmen zur Reduktion der Auswirkungen des Güterverkehrs – Teil 2. Forschungspaket UVEK/ASTRA Strategien zum wesensgerechten Einsatz der Verkehrsmittel im Güterverkehr der Schweiz TP H	2013
1438_1	SVI 2009/011	Ortsbezogene Massnahmen zur Reduktion der Auswirkungen des Güterverkehrs – Teil 1. Forschungspaket UVEK/ASTRA Strategien zum wesensgerechten Einsatz der Verkehrsmittel im Güterverkehr der Schweiz TP H	2013
1437	VSS 2008/203	Trottoirüberfahrten und punktuelle Querungen ohne Vortritt für den Langsamverkehr	2013
1436	VSS 2010/401	Auswirkungen verschiedener Recyclinganteile in ungebundenen Gemischen	2013
1435	FGU 2008/007_OBF	Schadstoff- und Rauchkurzschlüsse bei Strassentunneln	2013
1434	VSS 2006/503	Performance Oriented Requirements for Bituminous Mixtures	2013
1433	ASTRA 2010/001	Güterverkehr mit Lieferwagen: Entwicklungen und Massnahmen Forschungspaket UVEK/ASTRA Strategien zum wesensgerechten Einsatz der Verkehrsmittel im Güterverkehr der Schweiz TP B3	2013
1432	ASTRA 2007/011	Praxis-Kalibrierung der neuen mobilen Grossversuchsanlage MLS10 für beschleunigte Verkehrslastsimulation auf Strassenbelägen in der Schweiz	2013
1431	ASTRA 2011/015	TeVNOx - Testing of SCR-Systems on HD-Vehicles	2013
1430	ASTRA 2009/004	Impact des conditions météorologiques extrêmes sur la chaussée	2013
1429	SVI 2009/009	Einschätzungen der Infrastrukturnutzer zur Weiterentwicklung des Regulativs Forschungspaket UVEK/ASTRA Strategien zum wesensgerechten Einsatz der Verkehrsmittel im Güterverkehr der Schweiz TP F	2013
1428	SVI 2010/005	Branchenspezifische Logistikkonzepte und Güterverkehrsaufkommen sowie deren Trends Forschungspaket UVEK/ASTRA Strategien zum wesensgerechten Einsatz der Verkehrsmittel im Güterverkehr der Schweiz TP B2	2013
1427	SVI 2006/002	Begegnungszonen - eine Werkschau mit Empfehlungen für die Realisierung	2013
1426	ASTRA 2010/025_OBF	Luftströmungsmessung in Strassentunneln	2013
1425	VSS 2005/401	Résistance à l'altération des granulats et des roches	2013
1424	ASTRA 2006/007	Optimierung der Baustellenplanung an Autobahnen	2013
1423	ASTRA 2010/012	Forschungspaket: Lärmarme Beläge innerorts EP3: Betrieb und Unterhalt lärmarmen Beläge	2013
1422	ASTRA 2011/006_OBF	Fracture processes and in-situ fracture observations in Gipskeuper	2013
1421	VSS 2009/901	Experimenteller Nachweis des vorgeschlagenen Raum- und Topologiemodells für die VM-Anwendungen in der Schweiz (MDATrafo)	2013
1420	SVI 2008/003	Projektorientierte Freiräume bei Strassen und Plätzen	2013
1419	VSS 2001/452	Stabilität der Polymere beim Heisseinbau von PmB-haltigen Strassenbelägen	2013
1418	VSS 2008/402	Anforderungen an hydraulische Eigenschaften von Geokunststoffen	2012
1417	FGU 2009/002	Heat Exchanger Anchors for Thermo-active Tunnels	2013
1416	FGU 2010/001	Sulfatwiderstand von Beton: verbessertes Verfahren basierend auf der Prüfung nach SIA 262/1, Anhang D	2013
1415	VSS 2010/A01	Wissenslücken im Infrastrukturmanagementprozess "Strasse" im Siedlungsgebiet	2013
1414	VSS 2010/201	Passive Sicherheit von Tragkonstruktionen der Strassenausstattung	2013
1413	SVI 2009/003	Güterverkehrsintensive Branchen und Güterverkehrsströme in der Schweiz Forschungspaket UVEK/ASTRA Strategien zum wesensgerechten Einsatz der Verkehrsmittel im Güterverkehr der Schweiz Teilprojekt B1	2013
1412	ASTRA 2010/020	Werkzeug zur aktuellen Ganglinienorm	2013
1411	VSS 2009/902	Verkehrstelematik für die Unterstützung des Verkehrsmanagements in ausserordentlichen Lagen	2013
1410	VSS 2010/202_OBF	Reduktion von Unfallfolgen bei Bränden in Strassentunneln durch Abschnittsbildung	2013
1409	ASTRA 2010/017_OBF	Regelung der Luftströmung in Strassentunneln im Brandfall	2013
1408	VSS 2000/434	Vieillissement thermique des enrobés bitumineux en laboratoire	2012
1407	ASTRA 2006/014	Fusion des indicateurs de sécurité routière : FUSAIN	2012
1406	ASTRA 2004/015	Amélioration du modèle de comportement individuel du Conducteur pour évaluer la sécurité d'un flux de trafic par simulation	2012
1405	ASTRA 2010/009	Potential von Photovoltaik an Schallschutzmassnahmen entlang der Nationalstrassen	2012

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1404	VSS 2009/707	Validierung der Kosten-Nutzen-Bewertung von Fahrbahn-Erhaltungsmassnahmen	2012
1403	SVI 2007/018	Vernetzung von HLS- und HVS-Steuerungen	2012
1402	VSS 2008/403	Witterungsbeständigkeit und Durchdrückverhalten von Geokunststoffen	2012
1401	SVI 2006/003	Akzeptanz von Verkehrsmanagementmassnahmen-Vorstudie	2012
1400	VSS 2009/601	Begrünte Stützgitterböschungssysteme	2012
1399	VSS 2011/901	Erhöhung der Verkehrssicherheit durch Incentivierung	2012
1398	ASTRA 2010/019	Environmental Footprint of Heavy Vehicles Phase III: Comparison of Footprint and Heavy Vehicle Fee (LSVA) Criteria	2012
1397	FGU 2008/003_OBF	Brandschutz im Tunnel: Schutzziele und Brandbemessung Phase 1: Stand der Technik	2012
1396	VSS 1999/128	Einfluss des Umhüllungsgrades der Mineralstoffe auf die mechanischen Eigenschaften von Mischgut	2012
1395	FGU 2009/003	KarstALEA: Wegleitung zur Prognose von karstspezifischen Gefahren im Untertagbau	2012
1394	VSS 2010/102	Grundlagen Betriebskonzepte	2012
1393	VSS 2010/702	Aktualisierung SN 640 907, Kostengrundlage im Erhaltungsmanagement	2012
1392	ASTRA 2008/008_009	FEHRL Institutes WIM Initiative (Fiwi)	2012
1391	ASTRA 2011/003	Leitbild ITS-CH Landverkehr 2025/30	2012
1390	FGU 2008/004_OBF	Einfluss der Grundwasserströmung auf das Quellverhalten des Gipskeupers im Belchentunnel	2012
1389	FGU 2003/002	Long Term Behaviour of the Swiss National Road Tunnels	2012
1388	SVI 2007/022	Möglichkeiten und Grenzen von elektronischen Busspuren	2012
1387	VSS 2010/205_OBF	Ablage der Prozessdaten bei Tunnel-Prozessleitsystemen	2012
1386	VSS 2006/204	Schallreflexionen an Kunstbauten im Strassenbereich	2012
1385	VSS 2004/703	Bases pour la révision des normes sur la mesure et l'évaluation de la planéité des chaussées	2012
1384	VSS 1999/249	Konzeptuelle Schnittstellen zwischen der Basisdatenbank und EMF-, EMK- und EMT- DB	2012
1383	FGU 2008/005	Einfluss der Grundwasserströmung auf das Quellverhalten des Gipskeupers im Chienbergtunnel	2012
1382	VSS 2001/504	Optimierung der statischen Eindringtiefe zur Beurteilung von harten Gussasphaltsorten	2012
1381	SVI 2004/055	Nutzen von Reisezeiteinsparungen im Personenverkehr	2012
1380	ASTRA 2007/009	Wirkungsweise und Potential von kombinierter Mobilität	2012
1379	VSS 2010/206_OBF	Harmonisierung der Abläufe und Benutzeroberflächen bei Tunnel-Prozessleitsystemen	2012
1378	SVI 2004/053	Mehr Sicherheit dank Kernfahrbahnen?	2012
1377	VSS 2009/302	Verkehrssicherheitsbeurteilung bestehender Verkehrsanlagen (Road Safety Inspection)	2012
1376	ASTRA 2011/008_004	Erfahrungen im Schweizer Betonbrückenbau	2012
1375	VSS 2008/304	Dynamische Signalisierungen auf Hauptverkehrsstrassen	2012
1374	FGU 2004/003	Entwicklung eines zerstörungsfreien Prüfverfahrens für Schweissnähte von KDB	2012
1373	VSS 2008/204	Vereinheitlichung der Tunnelbeleuchtung	2012
1372	SVI 2011/001	Verkehrssicherheitsgewinne aus Erkenntnissen aus Datapooling und strukturierten Datenanalysen	2012
1371	ASTRA 2008/017	Potenzial von Fahrgemeinschaften	2011
1370	VSS 2008/404	Dauerhaftigkeit von Betonfahrbahnen aus Betongranulat	2011
1369	VSS 2003/204	Rétention et traitement des eaux de chaussée	2012
1368	FGU 2008/002	Soll sich der Mensch dem Tunnel anpassen oder der Tunnel dem Menschen?	2011
1367	VSS 2005/801	Grundlagen betreffend Projektierung, Bau und Nachhaltigkeit von Anschlussgleisen	2011
1366	VSS 2005/702	Überprüfung des Bewertungshintergrundes zur Beurteilung der Strassengriffigkeit	2010
1365	SVI 2004/014	Neue Erkenntnisse zum Mobilitätsverhalten dank Data Mining?	2011
1364	SVI 2009/004	Regulierung des Güterverkehrs Auswirkungen auf die Transportwirtschaft Forschungspaket UVEK/ASTRA Strategien zum wesensgerechten Einsatz der Verkehrsmittel im Güterverkehr der Schweiz TP D	2012
1363	VSS 2007/905	Verkehrsprognosen mit Online-Daten	2011
1362	SVI 2004/012	Aktivitätenorientierte Analyse des Neuverkehrs	2012
1361	SVI 2004/043	Innovative Ansätze der Parkraumbewirtschaftung	2012
1360	VSS 2010/203	Akustische Führung im Strassentunnel	2012
1359	SVI 2004/003	Wissens- und Technologietransfer im Verkehrsbereich	2012
1358	SVI 2004/079	Verkehrsanbindung von Freizeitanlagen	2012

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1357	SVI 2007/007	Unaufmerksamkeit und Ablenkung: Was macht der Mensch am Steuer?	2012
1356	SVI 2007/014	Kooperation an Bahnhöfen und Haltestellen	2011
1355	FGU 2007/002	Prüfung des Sulfatwiderstandes von Beton nach SIA 262/1, Anhang D: Anwendbarkeit und Relevanz für die Praxis	2011
1354	VSS 2003/203	Anordnung, Gestaltung und Ausführung von Treppen, Rampen und Treppenwegen	2011
1353	VSS 2000/368	Grundlagen für den Fussverkehr	2011
1352	VSS 2008/302	Fussgängerstreifen (Grundlagen)	2011
1351	ASTRA 2009/001	Development of a best practice methodology for risk assessment in road tunnels	2011
1350	VSS 2007/904	IT-Security im Bereich Verkehrstelematik	2011
1349	VSS 2003/205	In-Situ-Abflussversuche zur Untersuchung der Entwässerung von Autobahnen	2011
1348	VSS 2008/801	Sicherheit bei Parallelführung und Zusammentreffen von Strassen mit der Schiene	2011
1347	VSS 2000/455	Leistungsfähigkeit von Parkieranlagen	2010
1346	ASTRA 2007/004	Quantifizierung von Leckagen in Abluftkanälen bei Strassentunneln mit konzentrierter Rauchabsaugung	2010
1345	SVI 2004/039	Einsatzbereiche verschiedener Verkehrsmittel in Agglomerationen	2011
1344	VSS 2009/709	Initialprojekt für das Forschungspaket "Nutzensteigerung für die Anwender des SIS"	2011
1343	VSS 2009/903	Basistechnologien für die intermodale Nutzungserfassung im Personenverkehr	2011
1342	FGU 2005/003	Untersuchungen zur Frostkörperbildung und Frosthebung beim Gefrierverfahren	2010
1341	FGU 2007/005	Design aids for the planning of TBM drives in squeezing ground	2011
1340	SVI 2004/051	Aggressionen im Verkehr	2011
1339	SVI 2005/001	Widerstandsfunktionen für Innerorts-Strassenabschnitte ausserhalb des Einflussbereiches von Knoten	2010
1338	VSS 2006/902	Wirkungsmodelle für fahrzeugseitige Einrichtungen zur Steigerung der Verkehrssicherheit	2009
1337	ASTRA 2006/015	Development of urban network travel time estimation methodology	2011
1336	ASTRA 2007/006	SPINALP: Scanning the Potential of Intermodal Transport on Alpine Corridors	2010
1335	VSS 2007/502	Stripping bei lärmindernden Deckschichten unter Überrollbeanspruchung im Labormassstab	2011
1334	ASTRA 2009/009	Was treibt uns an? Antriebe und Treibstoffe für die Mobilität von Morgen	2011
1333	SVI 2007/001	Standards für die Mobilitätsversorgung im peripheren Raum	2011
1332	VSS 2006/905	Standardisierte Verkehrsdaten für das verkehrsträgerübergreifende Verkehrsmanagement	2011
1331	VSS 2005/501	Rückrechnung im Strassenbau	2011
1330	FGU 2008/006	Energiegewinnung aus städtischen Tunneln: Systemevaluation	2010
1329	SVI 2004/073	Alternativen zu Fussgängerstreifen in Tempo-30-Zonen	2010
1328	VSS 2005/302	Grundlagen zur Quantifizierung der Auswirkungen von Sicherheitsdefiziten	2011
1327	VSS 2006/601	Vorhersage von Frost und Nebel für Strassen	2010
1326	VSS 2006/207	Erfolgskontrolle Fahrzeugrückhaltesysteme	2011
1325	SVI 2000/557	Indices caractéristiques d'une cité-vélo. Méthode d'évaluation des politiques cyclables en 8 indices pour les petites et moyennes communes.	2010
1324	VSS 2004/702	Eigenheiten und Konsequenzen für die Erhaltung der Strassenverkehrsanlagen im überbauten Gebiet	2009
1323	VSS 2008/205	Ereignisdetektion im Strassentunnel	2011
1322	SVI 2005/007	Zeitwerte im Personenverkehr: Wahrnehmungs- und Distanzabhängigkeit	2008
1321	VSS 2008/501	Validation de l'oedomètre CRS sur des échantillons intacts	2010
1320	VSS 2007/303	Funktionale Anforderungen an Verkehrserfassungssysteme im Zusammenhang mit Lichtsignalanlagen	2010
1319	VSS 2000/467	Auswirkungen von Verkehrsberuhigungsmassnahmen auf die Lärmimmissionen	2010
1318	FGU 2006/001	Langzeitquellversuche an anhydritführenden Gesteinen	2010
1317	VSS 2000/469	Geometrisches Normalprofil für alle Fahrzeugtypen	2010
1316	VSS 2001/701	Objektorientierte Modellierung von Strasseninformationen	2010
1315	VSS 2006/904	Abstimmung zwischen individueller Verkehrsinformation und Verkehrsmanagement	2010
1314	VSS 2005/203	Datenbank für Verkehrsaufkommensraten	2008
1313	VSS 2001/201	Kosten-/Nutzenbetrachtung von Strassenentwässerungssystemen, Ökobilanzierung	2010
1312	SVI 2004/006	Der Verkehr aus Sicht der Kinder: Schulwege von Primarschulkindern in der Schweiz	2010

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1311	VSS 2000/543	VIABILITE DES PROJETS ET DES INSTALLATIONS ANNEXES	2010
1310	ASTRA 2007/002	Beeinflussung der Luftströmung in Strassentunneln im Brandfall	2010
1309	VSS 2008/303	Verkehrsregelungssysteme - Modernisierung von Lichtsignalanlagen	2010
1308	VSS 2008/201	Hindernisfreier Verkehrsraum - Anforderungen aus Sicht von Menschen mit Behinderung	2010
1307	ASTRA 2006/002	Entwicklung optimaler Mischgüter und Auswahl geeigneter Bindemittel; D-A-CH - Initialprojekt	2008
1306	ASTRA 2008/002	Strassenglätte-Prognosesystem (SGPS)	2010
1305	VSS 2000/457	Verkehrserzeugung durch Parkieranlagen	2009
1304	VSS 2004/716	Massnahmenplanung im Erhaltungsmanagement von Fahrbahnen	2008
1303	ASTRA 2009/010	Geschwindigkeiten in Steigungen und Gefällen; Überprüfung	2010
1302	VSS 1999/131	Zusammenhang zwischen Bindemittleigenschaften und Schadensbildern des Belages?	2010
1301	SVI 2007/006	Optimierung der Strassenverkehrsunfallstatistik durch Berücksichtigung von Daten aus dem Gesundheitswesen	2009
1300	VSS 2003/903	SATELROU Perspectives et applications des méthodes de navigation pour la télématique des transports routiers et pour le système d'information de la route	2010
1299	VSS 2008/502	Projet initial - Enrobés bitumineux à faibles impacts énergétiques et écologiques	2009
1298	ASTRA 2007/012	Griffigkeit auf winterlichen Fahrbahnen	2010
1297	VSS 2007/702	Einsatz von Asphaltbewehrungen (Asphalteinlagen) im Erhaltungsmanagement	2009
1296	ASTRA 2007/008	Swiss contribution to the Heavy-Duty Particle Measurement Programme (HD-PMP)	2010
1295	VSS 2005/305	Entwurfsgrundlagen für Lichtsignalanlagen und Leitfaden	2010
1294	VSS 2007/405	Wiederhol- und Vergleichspräzision der Druckfestigkeit von Gesteinskörnungen am Haufwerk	2010
1293	VSS 2005/402	Détermination de la présence et de l'efficacité de dope dans les bétons bitumineux	2010
1292	ASTRA 2006/004	Entwicklung eines Pflanzenöl-Blockheizkraftwerkes mit eigener Ölmühle	2010
1291	ASTRA 2009/005	Fahrmuster auf überlasteten Autobahnen Simultanes Berechnungsmodell für das Fahrverhalten auf Autobahnen als Grundlage für die Berechnung von Schadstoffemissionen und Fahrzeitgewinnen	2010
1290	VSS 1999/209	Conception et aménagement de passages inférieurs et supérieurs pour piétons et deux- roues légers	2008
1289	VSS 2005/505	Affinität von Gesteinskörnungen und Bitumen, nationale Umsetzung der EN	2010
1288	ASTRA 2006/020	Footprint II - Long Term Pavement Performance and Environmental Monitoring on A1	2010
1287	VSS 2008/301	Verkehrsqualität und Leistungsfähigkeit von komplexen ungesteuerten Knoten: Analytisches Schätzverfahren	2009
1286	VSS 2000/338	Verkehrsqualität und Leistungsfähigkeit auf Strassen ohne Richtungstrennung	2010
1285	VSS 2002/202	In-situ Messung der akustischen Leistungsfähigkeit von Schallschirmen	2009
1284	VSS 2004/203	Evacuation des eaux de chaussée par les bas-cotés	2010
1283	VSS 2000/339	Grundlagen für eine differenzierte Bemessung von Verkehrsanlagen	2008
1282	VSS 2004/715	Massnahmenplanung im Erhaltungsmanagement von Fahrbahnen: Zusatzkosten infolge Vor- und Aufschub von Erhaltungsmaßnahmen	2010
1281	SVI 2004/002	Systematische Wirkungsanalysen von kleinen und mittleren Verkehrsvorhaben	2009
1280	ASTRA 2004/016	Auswirkungen von fahrzeuginternen Informationssystemen auf das Fahrverhalten und die Verkehrssicherheit Verkehrspsychologischer Teilbericht	2010
1279	VSS 2005/301	Leistungsfähigkeit zweistreifiger Kreisel	2009
1278	ASTRA 2004/016	Auswirkungen von fahrzeuginternen Informationssystemen auf das Fahrverhalten und die Verkehrssicherheit - Verkehrstechnischer Teilbericht	2009
1277	SVI 2007/005	Multimodale Verkehrsqualitätsstufen für den Strassenverkehr - Vorstudie	2010
1276	VSS 2006/201	Überprüfung der schweizerischen Ganglinien	2008
1275	ASTRA 2006/016	Dynamic Urban Origin - Destination Matrix - Estimation Methodology	2009
1274	SVI 2004/088	Einsatz von Simulationswerkzeugen in der Güterverkehrs- und Transportplanung	2009

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1273	ASTRA 2008/006	UNTERHALT 2000 - Massnahme M17, FORSCHUNG: Dauerhafte Materialien und Verfahren SYNTHESE - BERICHT zum Gesamtprojekt "Dauerhafte Beläge" mit den Einzelnen Forschungsprojekten: - ASTRA 200/419: Verhaltensbilanz der Beläge auf Nationalstrassen - ASTRA 2000/420: Dauerhafte Komponenten auf der Basis erfolgreicher Strecken - ASTRA 2000/421: Durabilité des enrobés - ASTRA 2000/422: Dauerhafte Beläge, Rundlaufversuch - ASTRA 2000/423: Griffigkeit der Beläge auf Autobahnen, Vergleich zwischen den Messergebnissen von SRM und SCRIM - ASTRA 2008/005: Vergleichsstrecken mit unterschiedlichen oberen Tragschichten auf einer Nationalstrasse	2008
1272	VSS 2007/304	Verkehrsregelungssysteme - behinderte und ältere Menschen an Lichtsignalanlagen	2010
1271	VSS 2004/201	Unterhalt von Lärmschirmen	2009
1270	VSS 2005/502	Interaktion Strasse Hangstabilität: Monitoring und Rückwärtsrechnung	2009
1269	VSS 2005/201	Evaluation von Fahrzeugrückhaltesystemen im Mittelstreifen von Autobahnen	2009
1268	ASTRA 2005/007	PM10-Emissionsfaktoren von Abriebpartikeln des Strassenverkehrs (APART)	2009
1267	VSS 2007/902	MDA in SVT Einsatz modellbasierter Datentransfernormen (INTERLIS) in der Strassenverkehrstelematik	2009
1266	VSS 2000/343	Unfall- und Unfallkostenraten im Strassenverkehr	2009
1265	VSS 2005/701	Zusammenhang zwischen dielektrischen Eigenschaften und Zustandsmerkmalen von bitumenhaltigen Fahrbahnbelägen (Pilotuntersuchung)	2009
1264	SVI 2004/004	Verkehrspolitische Entscheidungsfindung in der Verkehrsplanung	2009
1263	VSS 2001/503	Phénomène du dégel des sols gélifs dans les infrastructures des voies de communication et les pergélisols alpins	2006
1262	VSS 2003/503	Lärmverhalten von Deckschichten im Vergleich zu Gussasphalt mit strukturierter Oberfläche	2009
1261	ASTRA 2004/018	Pilotstudie zur Evaluation einer mobilen Grossversuchsanlage für beschleunigte Verkehrslastsimulation auf Strassenbelägen	2009
1260	FGU 2005/001	Testeinsatz der Methodik "Indirekte Vorauserkundung von wasserführenden Zonen mittels Temperaturdaten anhand der Messdaten des Lötschberg-Basistunnels	2009
1259	VSS 2004/710	Massnahmenplanung im Erhaltungsmanagement von Fahrbahnen - Synthesebericht	2008
1258	VSS 2005/802	Kapthaltestellen Anforderungen und Auswirkungen	2009
1257	SVI 2004/057	Wie Strassenraumbilder den Verkehr beeinflussen, Der Durchfahrts-widerstand als Arbeitsinstrument bei der städtebaulichen Gestaltung von Strassenräumen	2009
1256	VSS 2006/903	Qualitätsanforderungen an die digitale Videobild-Bearbeitung zur Verkehrsüberwachung	2009
1255	VSS 2006/901	Neue Methoden zur Erkennung und Durchsetzung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit	2009
1254	VSS 2006/502	Drains verticaux préfabriqués thermiques pour la consolidation in-situ des sols	2009
1253	VSS 2001/203	Rétention des polluants des eaux de chaussées selon le système "infiltrations sur les talus". Vérification in situ et optimisation	2009
1252	SVI 2003/001	Nettoverkehr von verkehrintensiven Einrichtungen (VE)	2009
1251	ASTRA 2002/405	Incidence des granulats arrondis ou partiellement arrondis sur les propriétés d'adhérence des bétons bitumineux	2008
1250	VSS 2005/202	Strassenabwasser Filterschacht	2007
1249	FGU 2003/004	Einflussfaktoren auf den Brandwiderstand von Betonkonstruktionen	2009
1248	VSS 2000/433	Dynamische Eindringtiefe zur Beurteilung von Gussasphalt	2008
1247	VSS 2000/348	Anforderungen an die strassenseitige Ausrüstung bei der Umwidmung von Standstreifen	2009
1246	VSS 2004/713	Massnahmenplanung im Erhaltungsmanagement von Fahrbahnen: Bedeutung Oberflächenzustand und Tragfähigkeit sowie gegenseitige Beziehung für Gebrauchs- und Substanzwert	2009
1245	VSS 2004/701	Verfahren zur Bestimmung des Erhaltungsbedarfs in kommunalen Strassennetzen	2009
1244	VSS 2004/714	Massnahmenplanung im Erhaltungsmanagement von Fahrbahnen - Gesamtnutzen und Nutzen-Kosten-Verhältnis von standardisierten Erhaltungsmassnahmen	2008
1243	VSS 2000/463	Kosten des betrieblichen Unterhalts von Strassenanlagen	2008
1242	VSS 2005/451	Recycling von Ausbauasphalt in Heissmischgut	2007
1241	ASTRA 2001/052	Erhöhung der Aussagekraft des LCPC Spurbildungstests	2009

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1240	ASTRA 2002/010	L'acceptabilité du péage de congestion : Résultats et analyse de l'enquête en Suisse	2009
1239	VSS 2000/450	Bemessungsgrundlagen für das Bewehren mit Geokunststoffen	2009
1238	VSS 2005/303	Verkehrssicherheit an Tagesbaustellen und bei Anschlüssen im Baustellenbereich von Hochleistungsstrassen	2008
1237	VSS 2007/903	Grundlagen für eCall in der Schweiz	2009
1236	ASTRA 2008/008_007	Analytische Gegenüberstellung der Strategie- und Tätigkeitsschwerpunkte ASTRA- AIPCR	2008
1235	VSS 2004/711	Forschungspaket Massnahmenplanung im EM von Fahrbahnen - Standardisierte Erhaltungsmassnahmen	2008
1234	VSS 2006/504	Expérimentation in situ du nouveau drainomètre européen	2008
1233	ASTRA 2000/420	Unterhalt 2000 Forschungsprojekt FP2 Dauerhafte Komponenten bitumenhaltiger Belagsschichten	2009
682	AGB 2011/003	Updated braking forces for the assessment of road bridges	2016
681	AGB 2013/004	Zerstörungsfreie Prüfung der Bewehrung von Betonbauteilen mithilfe der magnetischen Streufeldmethode	2016
680	AGB 2009/009	Assessment of Existing Structures Based on Elastic-Plastic Stress Fields Modelling of Critical Details and Investigation of the In-Plane Shear Transverse Bending Interaction	2016
679	AGB 2009/001	Erfahrungen mit langen integralen und semi-integralen Brücken	2016
678	AGB 2009/003	Querkraftverstärkung einseitig zugänglicher Stahlbetonplatten mit eingemörtelten Bewehrungsstäben	2016
677	AGB 2012/010	Methode zur Bestimmung des kritischen Chloridgehalts an bestehenden Stahlbetonbauwerken	2016
676	AGB 2011/002	Modelling the corrosion initiation of reinforced concrete exposed to deicing salts	2016
675	AGB 2008/005	Fatigue of bridge deck slabs in reinforced concrete strengthened with UHPFRC	2016
674	AGB 2010/006	Einfluss des Asphaltbelages auf die Dynamik von Fussgängerbrücken aus Beton und Stahl	2015
673	AGB 2006/017	Dynamic structural capacity of reinforced concrete slabs due to rockfall	2015
672	AGB 2011/016	Ermittlung und Kartierung des Chloridgehalts in Brückenfahrbahnpfahnen mittels Georadaruntersuchungen	2016
671	AGB 2009/008	Résistance à l'effort tranchant de dalles de roulement sous actions statiques et de fatigue	2015
670	AGB 2012/013	Optimierung und Validierung von Verfahren zur Bestimmung der Korrosionsgeschwindigkeit in Stahlbeton	2015
669	AGB 2008/007	Zentrale Dokumentation der mechanischen Eigenschaften alter Bewehrungen	2015
668	AGB 2009/004_OBF	Multifunktionaler Hochleistungsoberflächenschutz für Kunstbauten	2015
667	AGB 2008/004	Résistance au déversement des poutres métalliques de pont	2015
666	AGB 2012/015	Structural Identification for Condition Assessment of Swiss Bridges	2015
665	AGB 2011/001	Wirksamkeit und Prüfung der Nachbehandlungsmethoden von Beton	2014
664	AGB 2009/005	Charges de trafic actualisées pour les dalles de roulement en béton des ponts existants	2014
663	AGB 2003/014	Seismic Safety of Existing Bridges	2014
662	AGB 2008/001	Seismic Safety of Existing Bridges - Cyclic Inelastic Behaviour of Bridge Piers	2014
661	AGB 2010/002	Fatigue limit state of shear studs in steel-concrete composite road bridges	2014
660	AGB 2008/002	Indirekt gelagerte Betonbrücken - Sachstandsbericht	2014
659	AGB 2009/014	Suizidprävention bei Brücken: Follow-Up	2014
658	AGB 2006/015_OBF	Querkraftwiderstand vorgespannter Brücken mit ungenügender Querkraftbewehrung	2014
657	AGB 2003/012	Brücken in Holz: Möglichkeiten und Grenzen	2013
656	AGB 2009/015	Experimental verification of integral bridge abutments	2013
655	AGB 2007/004	Fatigue Life Assessment of Roadway Bridges Based on Actual Traffic Loads	2013
654	AGB 2005-008	Thermophysical and Thermomechanical Behavior of Cold-Curing Structural Adhesives in Bridge Construction	2013
653	AGB 2007/002	Poinçonnement des pontsdalles précontraints	2013
652	AGB 2009/006	Detektion von Betonstahlbrüchen mit der magnetischen Streufeldmethode	2013
651	AGB 2006/006_OBF	Instandsetzung und Monitoring von AAR-geschädigten Stützmauern und Brücken	2013
650	AGB 2005/010	Korrosionsbeständigkeit von nichtrostenden Betonstählen	2012
649	AGB 2008/012	Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand von Betonen	2012
648	AGB 2005/023 + 2006/003	Validierung der AAR-Prüfungen für Neubau und Instandsetzung	2011

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
647	AGB 2004/010	Quality Control and Monitoring of electrically isolated post tensioning tendons in bridges	2011
646	AGB 2005/018	Interactin solstructure : ponts à culées intégrales	2010
645	AGB 2005/021	Grundlagen für die Verwendung von Recyclingbeton aus Betongranulat	2010
644	AGB 2005/004	Hochleistungsfähiger Faserfeinkornbeton zur Effizienzsteigerung bei der Erhaltung von Kunstbauten aus Stahlbeton	2010
643	AGB 2005/014	Akustische Überwachung einer stark geschädigten Spannbetonbrücke und Zustandserfassung beim Abbruch	2010
642	AGB 2002/006	Verbund von Spanngliedern	2009
641	AGB 2007/007	Empfehlungen zur Qualitätskontrolle von Beton mit Luftpermeabilitätsmessungen	2009
640	AGB 2003/011	Nouvelle méthode de vérification des ponts mixtes à âme pleine	2010
639	AGB 2008/003	RiskNow-Falling Rocks Excel-basiertes Werkzeug zur Risikoeermittlung bei Steinschlagschutzgalerien	2010
638	AGB2003/003	Ursachen der Rissbildung in Stahlbetonbauwerken aus Hochleistungs- und neue Wege zu deren Vermeidung	2008
637	AGB 2005/009	Détermination de la présence de chlorures à l'aide du Géoradar	2009
636	AGB 2002/028	Dimensionnement et vérification des dalles de roulement de ponts routiers	2009
635	AGB 2004/002	Applicabilité de l'enrobé drainant sur les ouvrages d'art du réseau des routes nationales	2008
634	AGB 2002/007	Untersuchungen zur Potenzialfeldmessung an Stahlbetonbauten	2008
633	AGB 2002/014	Oberflächenschutzsysteme für Betontragwerke	2008
632	AGB 2008/201	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten Testregion - Methoden zur Risikobeurteilung Schlussbericht	2010
631	AGB 2000/555	Applications structurales du Béton Fibré à Ultra-hautes Performances aux ponts	2008
630	AGB 2002/016	Korrosionsinhibitoren für die Instandsetzung chloridverseuchter Stahlbetonbauten	2010
629	AGB 2003/001 + 2005/019	Integrale Brücken - Sachstandsbericht	2008
628	AGB 2005/026	Massnahmen gegen chloridinduzierte Korrosion und zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit	2008
627	AGB 2002/002	Eigenschaften von normalbreiten und überbreiten Fahrbahnübergängen aus Polymerbitumen nach starker Verkehrsbelastung	2008
626	AGB 2005/110	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten: Baustellensicherheit bei Kunstbauten	2009
625	AGB 2005/109	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten: Effektivität und Effizienz von Massnahmen bei Kunstbauten	2009
624	AGB 2005/108	Sicherheit des Verkehrssystems / Strasse und dessen Kunstbauten / Risikobeurteilung für Kunstbauten	2010
623	AGB 2005/107	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten: Tragsicherheit der bestehenden Kunstbauten	2009
622	AGB 2005/106	Rechtliche Aspekte eines risiko- und effizienzbasierten Sicherheitskonzepts	2009
621	AGB 2005/105	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten Szenarien der Gefahrenentwicklung	2009
620	AGB 2005/104	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten: Effektivität und Effizienz von Massnahmen	2009
619	AGB 2005/103	Sicherheit des Verkehrssystems / Strasse und dessen Kunstbauten / Ermittlung des Netzrisikos	2010
618	AGB 2005/102	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten: Methodik zur vergleichenden Risikobeurteilung	2009
617	AGB 2005/100	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten Synthesebericht	2010
616	AGB 2002/020	Beurteilung von Risiken und Kriterien zur Festlegung akzeptierter Risiken in Folge aussergewöhnlicher Einwirkungen bei Kunstbauten	2009