



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

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

Bundesamt für Strassen
Office fédéral des routes
Ufficio federale delle Strade

Korrosionsbeständigkeit von nichtrostenden Betonstählen

**Résistance à la corrosion des aciers d'armature
inoxydables**

Use of stainless steels in concrete structures

TFB AG - Technik und Forschung im Betonbau, Wildegg
Dr. Yves Schiegg, dipl. Bauing. ETH/SIA
Dr. Fritz Hunkeler, dipl. Werkstoffing. ETH/SIA

Schweizerische Gesellschaft für Korrosionsschutz (SGK), Zürich
Carl-Heinz Voûte, dipl. Werkstoffing. ETH

**Forschungsauftrag AGB 2005/010 auf Antrag der
Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB)**

Der Inhalt dieses Berichtes verpflichtet nur den (die) vom Bundesamt für Strassen beauftragten 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 l' (les) auteur(s) mandaté(s) par 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)

Il contenuto di questo rapporto impegna solamente l' (gli) autore(i) designato(i) dall'Ufficio federale delle strade. Ciò non vale per il modulo 3 «conclusione del progetto» che esprime l'opinione della commissione d'accompagnamento e pertanto impegna soltanto questa.

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

The content of this report engages only the author(s) commissioned 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)



Korrosionsbeständigkeit von nichtrostenden Betonstählen

**Résistance à la corrosion des aciers d'armature
inoxydables**

Use of stainless steels in concrete structures

**TFB AG - Technik und Forschung im Betonbau, Wildegg
Dr. Yves Schiegg, dipl. Bauing. ETH/SIA
Dr. Fritz Hunkeler, dipl. Werkstoffing. ETH/SIA**

**Schweizerische Gesellschaft für Korrosionsschutz (SGK), Zürich
Carl-Heinz Voûte, dipl. Werkstoffing. ETH**

**Forschungsauftrag AGB 2005/010 auf Antrag der
Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB)**

Impressum

Forschungsstelle und Projektteam

Projektleitung
Dr. Yves Schiegg

Mitglieder
Dr. Fritz Hunkeler
Carl-Heinz Voûte

Begleitkommission

Präsident
Dr. Martin Käser

Mitglieder
Prof. Dr. Albin Kenel
Dr. Walter Kaufmann

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	Ausgangslage	19
1.2	Zielsetzung des Projektes	20
2	Literatur / Grundlagen von nichtrostenden Betonstählen	23
2.1	Bezeichnungen und Zusammensetzung	23
2.2	Allgemeine Merkmale von nichtrostenden Stählen	25
2.3	Korrosionsbeständigkeit von nichtrostenden Betonstählen	27
2.3.1	Allgemeines / Übersicht	27
2.3.2	Bestimmung des kritischen Chloridgehaltes	32
2.3.3	Korrosionsbeständigkeit von nichtrostenden Stählen im karbonatisierten Beton	36
2.3.4	Korrosionsbeständigkeit von nichtrostenden Stählen im chloridhaltigen Beton	39
2.3.5	Korrosionsbeständigkeit von nichtrostenden Stählen im gerissenen Beton	46
2.4	Mischbewehrung	53
2.5	Normen und Empfehlungen für den Einsatz von nichtrostenden Stählen	54
3	Durchgeführte Untersuchungen	57
3.1	Lösungsversuche	58
3.2	Aufsaugversuche mit ungerissenen Betonkörpern	60
3.3	Versuche mit gerissenen Betonkörpern	62
4	Ergebnisse	67
4.1	Betonprüfungen	67
4.2	Lösungsversuche	67
4.3	Aufsaugversuche mit ungerissenen Betonkörpern	68
4.4	Versuche mit gerissenen Betonkörpern	72
5	Diskussion und Folgerungen	77
5.1	Beurteilung der Methodik	77
5.2	Erkenntnisse aus den Untersuchungen	78
6	Anwendung von nichtrostenden Stählen in der Praxis	82
	Anhänge	85
	Abkürzungen	89
	Literaturverzeichnis	91
	Projektabschluss	97
	Verzeichnis der Berichte der Forschung im Strassenwesen	100

Zusammenfassung

Einleitung

In der Norm SIA 262:2003 werden verschiedene Massnahmen zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit von Betonbauten erwähnt. Dazu gehören ein dichter Überdeckungsbeton, eine ausreichende Bewehrungsüberdeckung, das Vermeiden von Rissen bzw. die Begrenzung der Rissbreiten, das Aufbringen eines Oberflächenschutzes oder das Verwenden von Bewehrung mit erhöhtem Korrosionswiderstand.

Korrosionsschutzmassnahmen beim Betonstahl selbst beinhalten beispielsweise metallische Überzüge wie Feuerverzinkungen, Epoxidharzbeschichtungen, Ummantelungen aus nichtrostendem Stahl (so genanntes cladding) oder die Verwendung von nichtrostenden Betonstählen. Mit dem Einsatz von feuerverzinktem Stahl in chloridbelastetem Beton sind in der Schweiz praktisch keine Erfahrungen vorhanden, während der Einsatz von beschichteten Betonstählen schon seit längerer Zeit vollständig aufgegeben wurde. Während Überzüge oft keinen dauerhaften Korrosionsschutz ermöglichen, erbringen ausreichend legierte nichtrostende Betonstähle den wirksamsten Schutz gegen die Einwirkungen von Schadstoffen, insbesondere bei Bauteilen, die einer erhöhten Belastung mit chloridhaltigem Spritz- oder Kontaktwasser ausgesetzt sind.

Das Hauptziel der Anwendung von nichtrostenden Bewehrungsstählen ist die Verlängerung der Initiierungszeit (Zeit bis zur Aktivierung der Korrosion). Dies bedeutet, dass während der geplanten Nutzungsdauer eines Bauteils oder Bauwerks keine wesentlichen Korrosionsangriffe an der Bewehrung auftreten.

Die Anwendung nichtrostender Betonstähle hat in den letzten Jahren generell zugenommen, da von der Stahlindustrie grosse Anstrengungen unternommen wurden, die hohen Materialkosten zu verringern. Zu diesem Zweck wurden verschiedene Stähle entwickelt, bei denen der Gehalt an Legierungselementen deutlich reduziert wurde. Chromstähle mit wenig oder ohne Molybdän und ohne Nickel (Top12, Lean-Duplexstähle) sind heutzutage in Form von Betonstählen verfügbar und bieten für viele Anwendungen eine gute Alternative oder eine Ergänzung zu den betonseitigen Massnahmen, der Applikation von Oberflächenschutzsystemen oder das Einhalten einer speziell hohen Bewehrungsüberdeckung.

Bei neueren Betonen ohne Langzeiterfahrung besteht eine gewisse Unsicherheit hinsichtlich des langfristigen Korrosionsschutzes bei der Bewehrungskorrosion infolge Karbonatisierung des Betons. Beispielsweise wird der Einsatz von Betonen mit rezyklierten Gesteinskörnungen oder Leichtzuschlägen (z.B. Blähglas) mit wärmedämmenden Eigenschaften in nächster Zeit zunehmen. Auch werden aus Nachhaltigkeitsüberlegungen vermehrt neue Zementsorten mit reduziertem Portlandzementklinkergehalt und Zusatzstoffen wie Flugasche, gebrannter Schiefer oder Hüttensandmehl entwickelt, deren Korrosionsschutzwirkung in vielen Fällen noch nicht systematisch und über eine sehr lange Zeit untersucht wurde.

Die Normen SIA 262 „Betonbau“ und SIA 262/1 „Betonbau – Ergänzende Festlegungen“ enthalten keine konkreten Angaben zum Einsatz bzw. zu den Anforderungen an den Korrosionswiderstand von nichtrostendem Bewehrungsstahl. Diese Lücken sollen mit dem neuen SIA Merkblatt 2029 zum Einsatz nichtrostender Stähle im Betonbau gefüllt werden. Das Merkblatt soll dabei nicht nur korrosionstechnische Hinweise für die Verwendung von nichtrostenden Stählen geben (Stahlqualität, Dauerhaftigkeit), sondern auch allfällige Besonderheiten hinsichtlich Bemessung und konstruktiver Durchbildung darstellen. Das Merkblatt 2029 ist zurzeit in der Schlussredaktion.

Zielsetzung des Forschungsprojektes

Ziel dieses Forschungsprojektes war die Entwicklung standardisierter Korrosionsprüfverfahren, mit denen die Einsatzgrenzen unterschiedlicher Stahlqualitäten geprüft und festgelegt werden können. Da die Abwicklung dieses Projektes und die Erstellung des SIA Merkblattes zeitlich parallel verliefen, konnten die neuen Erkenntnisse in das Merkblatt einfließen. Grundsätzliche Anforderungen wie z.B. mechanisches Verhalten (Festigkeit, Duktilität, Ermüdung, Brandverhalten), Schweissbarkeit, Anwendung in Mischkonstruktionen, Verarbeitung / Handhabung auf der Baustelle, Frage der Zulassung

(Register) etc. wurden in einer separaten Arbeitsgruppe erarbeitet und sind deshalb nicht Teil dieses Berichtes.

Im korrosionstechnischen Teil dieses Forschungsprojektes wurden drei verschiedene Methoden entwickelt, mit denen die Korrosionsbeständigkeit von nichtrostenden Betonstählen untersucht werden können. Es handelt sich dabei um elektrochemische Lösungsversuche, Aufsaugversuche mit nicht karbonatisierten und karbonatisierten Betonprüfkörpern (Bestimmung des kritischen Chloridgehaltes) und Versuche mit gerissenem Beton. Bei den Untersuchungen mit Betonprüfkörpern kamen Betone mit drei unterschiedlichen Zementarten zum Einsatz.

Wichtige Erkenntnisse aus dem Forschungsprojekt

Die Ergebnisse der vorliegenden Untersuchungen zeigen, dass nichtrostende Bewehrungsstähle die Initiierungsphase sowohl im ungerissenen als auch im gerissenen Beton verlängern. Allerdings ist diese Verlängerung, bei gegebener chemischer Beanspruchung, nicht nur von der Stahlqualität abhängig, sondern wird auch vom umgebenden Beton massgebend beeinflusst. Es kann in diesem Zusammenhang von einem ausgeprägten Systemverhalten von Werkstoff, Einwirkungen und geometrischen Randbedingungen gesprochen werden. Folglich müssen bei der Wahl eines nichtrostenden Betonstahls nicht nur die Stahlqualität, sondern auch weitere Faktoren wie die Betonzusammensetzung, die Betonqualität, die Exposition des Bauteils inkl. Einwirkung von Feuchtigkeit und Schadstoffen sowie die konstruktiven Gegebenheiten berücksichtigt werden.

Mit den Lösungsversuchen, bei denen mittels elektrochemischer Methoden bei unterschiedlicher Chloridkonzentration und Variation des pH-Wertes das Lochfrasspotenzial bestimmt wurde, konnte eine Differenzierung der verschiedenen Stahlqualitäten vorgenommen werden. Es zeigte sich bereits bei den Lösungsversuchen, dass nichtrostende Stähle ohne Molybdän empfindlich auf pH-Absenkungen reagieren. Der Hauptvorteil der Lösungsversuche besteht in der einfachen und raschen Versuchsdurchführung. Die Prüfergebnisse sind jedoch wegen der praktisch idealen, spaltfreien Messanordnung, im Vergleich zu Versuchen im Beton, zu optimistisch, d.h. die Beständigkeit des Stahls wird tendenziell überschätzt.

Die Aufsaugversuche mit Betonkörpern und Chloridsensoren erlauben eine praxisnahe Bestimmung des kritischen Chloridgehaltes für nicht karbonatisierten und karbonatisierten Beton. Die Versuche und die Auswertung der Daten sind jedoch sehr aufwendig. Ausserdem sind die Chloridsensoren in Betonen mit CEM III/B oder karbonatisiertem Beton nur bedingt geeignet, da ihr Potenzial durch die vorhandenen Sulfide bzw. die pH-Absenkung beeinflusst wird. Der kritische Chloridgehalt wird, nebst der Menge an Legierungselementen im Stahl auch von der Zementart beeinflusst. Er nimmt mit abnehmendem Klinkergehalt ab (CEM I → CEM II/A-LL → CEM III/B). Die geringere Korrosionsschutzwirkung eines Betons mit CEM III/B wird jedoch durch seinen hohen Chloridwiderstand und, bei vorhandener Initiierung der Korrosion, den langsamen Schadenfortschritt (hoher elektrischer Betonwiderstand) kompensiert. Allerdings hat die Karbonatisierung des Betons mit CEM III/B einen starken Anstieg des Chlorid-Diffusionskoeffizienten zur Folge. Die Karbonatisierung des Betons führt zu einer markanten Reduktion des kritischen Chloridgehaltes, was mit der pH-Absenkung im Zementstein erklärt wird.

Im gerissenen Beton nimmt die Korrosionsgefährdung wegen des rascheren Schadstoffeintrags, insbesondere bei Trennrissen, zu. Durch die Untersuchungen konnte eine bisher in der Literatur nicht beschriebene, plausible Erklärung gefunden werden, warum in vielen Fällen kein Zusammenhang zwischen Rissbreite und Korrosion existiert. Massgebend für die Initiierung der Korrosion und den Korrosionsfortschritt ist nicht der Riss selbst, sondern die als Folge der Rissbildung geschwächte Verbundzone zwischen Bewehrungsstab und Beton im Bereich der Rissflanken. In dieser Zone konzentrieren sich die Schadstoffe bevorzugt auf, da der Widerstand gegen die Schadstoffaufnahme verringert ist und der Stoffaustausch im Vergleich zum Riss deutlich behindert ist. Bei der Korrosion in Trennrissen ist in Beton mit CEM I und CEM II/A-LL von einer relativ hohen Korrosionsgeschwindigkeit auszugehen, da sich zwischen einer flächenmässig eher kleinen aktiven Stelle und der umgebenden passiven Bewehrung als Kathode ein Makroelement ausbildet und der Nachschub an Feuchtigkeit, Schadstoffen und Sauerstoff durch den Riss gewährleistet ist.

Obwohl durch den Einsatz nichtrostender Bewehrungsstähle eine möglichst korrosionsfreie Nutzungsdauer angestrebt wird, können in gewissen Situationen Korrosionsangriffe auftreten. Der Masseverlust von im Beton korrodierenden nichtrostenden Bewehrungsstählen ist geringer als beim unlegierten Bewehrungsstahl. Hingegen ist die Abtragstiefe (Querschnittsminderung) über die Zeit vergleichbar, da beim Angriff eine stärkere Lokalisierung auftritt. Infolge der geringeren Rostbildung sind Schäden an nichtrostenden Bewehrungsstählen bei visueller Inspektion vermutlich eher später erkennbar als beim normalen Betonstahl.

Obwohl weltweit grosse Anstrengungen zur Untersuchung des kritischen Chloridgehaltes unternommen wurden und auch heute noch werden, gibt es zurzeit noch keine optimale oder anerkannte Untersuchungsmethode. Auch die in diesem Bericht vorgestellten Aufsaugversuche sind mit Blick auf die Chloridsensoren, insbesondere wegen der neuen Zementarten, der langen Versuchsdauer und der aufwendigen Auswertung noch nicht optimal. Es sind weitere Untersuchungen nötig. Dabei können die Vorschläge des RILEM für die Prüfung von normalen Betonstählen nur teilweise übernommen werden.

Um für den Ingenieur die Wahl eines geeigneten nichtrostenden Bewehrungsstahls zu erleichtern, wurde von der Arbeitsgruppe SIA Merkblatt 2029 eine Tabelle entwickelt, welche die wichtigsten Parameter bei der Wahl des optimalen nichtrostenden Bewehrungsstahls enthält. Darin sind die Erkenntnisse aus diesem Projekt eingeflossen. Die Tabelle basiert auf den Expositionsklassen gemäss SN EN 206-1 und den Betonsorten gemäss SIA 118/262:2004 Anhang E. Da es in der Praxis Fälle gibt, bei denen eine normkonforme Bewehrungsüberdeckung nicht eingehalten werden kann oder die Bewehrungsüberdeckung gezielt reduziert werden soll, bietet sich der Einsatz von nichtrostenden Stählen an. Der Umgang mit reduzierter Bewehrungsüberdeckung ist in der Tabelle ebenfalls enthalten.

	Betonsorte	Expositionsklasse	c _{nom} ²⁾ [mm]	Empfohlene Korrosionswiderstandsklasse			
				für c _{nom} ²⁾		für c _{red} ²⁾ < c _{nom} ²⁾	
				a	b	≥ 20mm	≥ 30mm
Hochbauten	A	XC2(CH)	35	0	0	1	
	B	XC3(CH)	35	0	0	1	
	C	XC4(CH), XF1(CH)	40	0	1	1	
Tiefbauten	D + E	XC4(CH), XD1(CH), XF2/4(CH)	40	0	1	2	1
	F + G	XC4(CH), XD3(CH), XF2/4(CH)	55	0 ¹⁾	2	4	3

a: Karbonatisierung des Betons auf Bewehrungshöhe ist nicht zu erwarten, und es werden erhöhte bis hohe Anforderungen bezüglich Rissbildung gemäss Norm SIA 262 gestellt.

b: Karbonatisierung auf Bewehrungshöhe ist zu erwarten, und es werden normale oder keine Anforderungen bezüglich Rissbildung gemäss Norm SIA 262 gestellt.

¹⁾ Je nach Relevanz (insbesondere auch bei Kombination) verschiedener Faktoren wie Überprüfbarkeit (Einsichtbarkeit), Chlorideintrag, Aufwand für die Instandsetzung (Störung des Verkehrsflusses etc.) und Bedingungen bei der Ausführung ist ein Stahl mit höherer Korrosionswiderstandsklasse einzusetzen.

²⁾ Die Werte der Bewehrungsüberdeckung dürfen bei der Ausführung maximal um die Abweichungen gemäss SIA 262 Ziffer A.3.5 unter- oder überschritten werden.

Résumé

Introduction

La norme SIA 262:2003 fait mention de différentes mesures propres à assurer la durabilité des ouvrages en béton. En font partie un béton d'enrobage compact, un enrobage suffisant de l'armature, la prévention des fissures, resp. la limitation de l'ouverture des fissures, l'application d'une protection de surface ou l'utilisation d'une armature à résistance accrue contre la corrosion.

Les mesures de protection contre la corrosion de l'acier d'armature passive comportent par exemple, des revêtements métalliques tels que galvanisation à chaud, enduction de résines époxy, enrobage en acier inoxydable (dit cladding) ou l'utilisation d'aciers d'armature passive inoxydables. En Suisse, on n'a pratiquement pas d'expérience avec l'emploi d'acier galvanisé dans les éléments de construction contenant des chlorures, tandis que l'utilisation d'aciers d'armature passive revêtus a complètement cessé depuis un certain temps déjà. Tandis que les revêtements n'offrent généralement pas de protection durable contre la corrosion, les aciers d'armature passive inoxydables et suffisamment alliés apportent une protection efficace contre les actions de substances nocives, surtout pour les éléments de construction particulièrement exposés à des projections ou des contacts d'eau chargée de chlorures.

L'utilisation d'aciers d'armature inoxydables a pour objectif principal le retardement du processus de corrosion. Ceci signifie qu'au cours de la durée de vie prévue d'un élément de construction ou d'une structure, l'armature ne subira pas d'attaques corrosives importantes.

L'emploi d'aciers d'armature passive inoxydables a augmenté de manière générale au cours de ces dernières années, l'industrie de l'acier ayant fait de gros efforts pour diminuer les frais de matériel. À cet effet, on a développé des aciers dans lesquels la teneur en éléments d'addition a été notablement réduite. Les aciers chromés avec peu ou sans molybdène et sans nickel (Top 12, aciers duplex Lean) sont disponibles aujourd'hui sous forme d'aciers d'armature passive qui constituent dans de nombreux domaines d'utilisation, une bonne alternative aux mesures à prendre du côté béton, à l'application de systèmes de protection des surfaces ou à l'observation d'un enrobage d'armature spécialement renforcé.

En ce qui concerne les bétons plus récents et sans expérience à long terme, il existe une certaine incertitude quant à la durée de protection contre la corrosion des armatures, en conséquence de la carbonatation du béton. L'utilisation de bétons avec granulats recyclés ou légers (par ex. agrégat de verre cellulaire) et isolation thermique, va en effet augmenter dans un prochain temps. En considération de la soutenabilité, on développe aussi de nouvelles sortes de ciment avec une teneur moindre en clinker de Portland et en ajouts tels que cendres volantes, schiste bitumineux ou granulats de laitier, mais dont l'effet protecteur contre la corrosion n'a pas encore pu être établi systématiquement dans tous les cas.

Les normes SIA 262 « Construction en béton » et SIA 262/1 « Construction en béton – Spécifications complémentaires » ne contiennent pas de données concrètes relatives à l'utilisation, resp. aux exigences en matière de résistance à la corrosion de l'acier d'armature inoxydable. Ces lacunes devraient être comblées dans le nouveau cahier technique SIA 2029 concernant l'emploi d'aciers inoxydables dans les constructions en béton. Le cahier technique devrait fournir non seulement des indications propres à la corrosion lors de l'usage d'aciers inoxydables (qualité de l'acier, durabilité), mais aussi faire mention de particularités éventuelles au niveau du dimensionnement et des dispositions constructives. Le cahier technique 2029 est actuellement en fin de rédaction.

Objectif du projet de recherches

Le but de ce projet de recherches était de développer des méthodes d'essai standardisées en matière de corrosion, permettant d'éprouver et de déterminer l'emploi limite de différentes qualités d'acier. Comme l'élaboration de ce projet s'est déroulée parallèlement à la préparation du cahier technique de la SIA, les nouvelles connaissances acquises ont

pu être intégrées dans le cahier. Les exigences de base telles que le comportement mécanique (résistance, ductilité, fatigue, réaction au feu), les travaux de soudure, l'application dans les constructions mixtes, la mise en œuvre et le maniement sur le chantier, l'homologation (registre) etc. ont été élaborées par un groupe de travail séparé et ne font pas partie de ce rapport.

Dans la partie du projet intéressant la corrosion, trois méthodes différentes ont été développées permettant d'examiner la résistance à la corrosion des aciers d'armature passive inoxydables. Il s'agit en l'occurrence d'essais électrochimiques dans des solvants, d'essais d'absorption a

vec des éprouvettes de béton non carbonatisé et carbonatisé (définition de la teneur en chlorures critique) et d'essais avec du béton fissuré. Pour les essais avec les éprouvettes de béton, on a utilisé trois sortes de ciment différent.

Nouvelles connaissances d'importance tirées du projet de recherches

Les résultats des présentes recherches montrent que les aciers d'armature inoxydables prolongent le processus de corrosion aussi bien dans le béton fissuré que dans le béton non fissuré. Étant donné la sollicitation chimique, cette prolongation ne dépend pas seulement de la qualité de l'acier, mais aussi de l'influence déterminante exercée par le béton environnant. Dans ce contexte, il y a lieu de parler du comportement prononcé d'un système réunissant matériaux, influences et conditions de compatibilité géométrique. Lors du choix d'un acier d'armature passive adéquat, il faut donc tenir compte non seulement de la qualité de l'acier, mais aussi d'autres facteurs comme la composition du béton, sa qualité, l'exposition de l'élément de construction y compris l'influence d'humidité et de substances nocives, ainsi que des dispositions constructives.

Les essais dans les solvants ayant permis de déterminer le potentiel de la corrosion par piqûres au moyen de méthodes électrochimiques, en présence de concentrations de chlorures différentes et d'une variation de la valeur pH, il a pu être procédé à une différenciation des diverses qualités de l'acier. Ces essais ont montré d'ores et déjà que les aciers inoxydables sans molybdène réagissaient sensiblement aux abaissements du pH. L'avantage des essais dans les solvants réside dans la simplicité et la rapidité d'exécution. Cependant, en raison d'un montage d'essai pratiquement idéal et exempt de fissures, les résultats se révèlent par trop optimistes en comparaison des recherches effectuées sur le béton, c.-à-d. qu'on a tendance à surestimer la résistance de l'acier.

Les essais d'absorption avec des éprouvettes de béton et des capteurs de chlorures permettent de définir pratiquement la teneur en chlorures critique dans un béton non carbonatisé et carbonatisé. Toutefois les essais et l'évaluation des données sont très coûteux. En outre, les capteurs de chlorures dans des bétons avec ciment CEM III/B ou dans du béton carbonatisé ne sont appropriés que sous réserves, leur potentiel étant fortement influencé par la présence de sulfates, resp. par l'abaissement du pH. La teneur en chlorures critique est influencée outre la quantité d'éléments d'addition dans l'acier, également par la nature du ciment. Elle diminue lors d'une réduction de la teneur en clinker (CEM I → CEM II/A-LL → CEM III/B). Mais l'effet réduit de la protection contre la corrosion d'un béton avec CEM III/B est compensé par sa haute résistance aux chlorures et en cas d'un début d'activité corrosive, par une progression lente des dommages (haute résistance électrique du béton). Toutefois la carbonatation du béton avec CEM III/B a pour conséquence une forte hausse du coefficient de diffusion des chlorures. La carbonatation du béton entraîne une diminution prononcée de la teneur en chlorures critique, ce qui s'explique par l'abaissement du pH dans la pâte de ciment.

Dans le béton fissuré, le risque de corrosion augmente en raison d'une charge plus rapide en substances nocives, spécialement dans les fissures traversantes. Les recherches ont permis de trouver une explication plausible, jamais mentionnée jusqu'ici dans les ouvrages, à savoir pourquoi il n'existait pas dans nombre de cas, de relation entre l'ouverture des fissures et la corrosion. Ce n'est pas la fissure en soi qui est déterminante pour la phase initiale et la progression de la corrosion, mais bien la zone d'adhérence, affaiblie par l'ouverture des fissures, entre barre d'armature et béton à proximité des flancs de fissures. Les substances nocives se concentrent de préférence dans cette zone, car la résistance contre l'absorption de substances nocives est amoindrie et le transfert de matière nettement entravé en comparaison de la fissure. Lors d'une corrosion dans les fis-

sures traversantes, il faut compter avec une vitesse de corrosion relativement élevée dans les bétons avec CEM I et CEM II/A-LL, car il se forme une macropile entre un endroit actif de superficie plutôt restreinte et l'armature passive environnante en tant que cathode, l'apport d'humidité, de substances nocives et d'oxygène étant assuré par la fissure.

Bien que l'utilisation d'aciers d'armature inoxydables ait pour but d'obtenir une durée de vie si possible sans corrosion, des attaques peuvent toujours survenir dans certaines situations. La perte de masse des aciers d'armature inoxydables qui corrodent dans le béton est inférieure à celle des aciers d'armature non alliés. Par contre, la perte en profondeur (section transversale réduite) est comparable à la longue, car il se produit une localisation plus intense lors de l'attaque. En raison de la faible formation de rouille, les dommages dans les aciers d'armature inoxydables seront probablement découverts moins vite, lors d'un contrôle visuel, que ceux des aciers d'armature passive ordinaires.

Bien que de gros efforts aient été entrepris mondialement et le sont encore, en vue de déterminer la teneur en chlorures critique, il n'existe jusqu'à ce jour aucune méthode satisfaisante ou reconnue dans ce domaine. Les essais d'absorption décrits dans cet exposé laissent également à désirer, avec coup d'œil sur les capteurs de chlorures, mais surtout en raison des nouvelles sortes de ciment, de la longueur du procédé et du coût de l'évaluation des données. De plus amples recherches seront nécessaires. Les suggestions du RILEM pour l'examen des aciers d'armature passive ordinaires ne peuvent être adoptés qu'en partie.

Afin de faciliter la tâche de l'ingénieur quant au choix d'un acier d'armature inoxydable approprié, le groupe de travail du cahier technique 2029 SIA a développé un tableau contenant les paramètres les plus importants pour un choix optimum des aciers d'armature inoxydables. C'est là qu'ont été intégrées les connaissances acquises par ce projet. Le tableau est basé sur les classes d'exposition selon SN EN 206-1 et les différentes sortes de béton selon SIA 118/262: 2004 Annexe E (2009). Comme il existe dans la pratique des cas où un enrobage de l'armature ne peut pas être observé conformément aux normes ou s'il doit être restreint dans un but précis, il sera alors possible de recourir aux aciers inoxydables. La façon de procéder pour un enrobage réduit de l'armature figure également dans le tableau.

	Sorte de béton	Classe d'exposition	C _{nom} ²⁾ [mm]	Classe de résistance à la corrosion recommandée			
				für C _{nom} ²⁾		für C _{red} ²⁾ < C _{nom} ²⁾	
				a	b	≥ 20mm	≥ 30mm
Bâtiment	A	XC2(CH)	35	0	0	1	
	B	XC3(CH)	35	0	0	1	
	C	XC4(CH), XF1(CH)	40	0	1	1	
Génie civil	D + E	XC4(CH), XD1(CH), XF2/4(CH)	40	0	1	2	1
	F + G	XC4(CH), XD3(CH), XF2/4(CH)	55	0 ¹⁾	2	4	3

a: Carbonatation du béton jusqu'au niveau de l'armature peu probable et exigences accrues ou élevées par rapport à la fissuration selon la norme SIA 262.

b: Carbonatation du béton jusqu'au niveau de l'armature probable et exigences normales ou pas d'exigences par rapport à la fissuration selon la norme SIA 262.

1) Selon l'importance des facteurs comme le potentiel de contrôle de l'acier d'armature, la contamination en chlorures attendue, des coûts d'une remise en état éventuelle (perturbation du trafic, etc.) et les conditions d'exécution (notamment lors de leurs combinaisons), un acier d'armature d'une classe de résistance à la corrosion supérieure devrait être choisi.

2) Lors de l'exécution, les valeurs d'enrobage de l'armature ne doivent pas être dépassées ni vers le haut ni vers le bas de plus des écarts spécifiés au chiffre A.3.5 de la norme SIA 262.

Summary

Introduction

Within the standard SIA 262:2003 different measures to ensure the durability of concrete structures are mentioned. This comprehends an dense cover concrete, a sufficient thickness of the cover of the reinforcement, the prevention of cracks respectively the limitation of crack widths, the application of a surface protection or the use of reinforcement with an increased corrosion resistance.

Corrosion protection measures for reinforcing steel include for example metallic overlays like hot galvanization, epoxy resin-coatings, cladding or the use of stainless steel rebars. For the use of hot galvanized steel in chloride contaminated concrete virtually no experience exists in Switzerland whereas the use of coated reinforcement was completely given up some time ago. Because overlays normally do not allow a durable corrosion protection adequate alloyed stainless steel rebars provide the most effective protection against the exposure of pollutants, especially for structures which are exposed to an enhanced attack of chloride containing splash or contact water.

The main goal for the use of stainless steel reinforcement is the prolongation of the initiation period (time until activation of corrosion). This means, that during the intended service life of a structure no substantial corrosion of the steel reinforcement occurs.

The application of stainless steel reinforcement has generally increased during the last years because the steel industry has made large efforts to reduce the high material costs. For this purpose different steels have been developed where the amount of alloys was considerably reduced. Today chromium steels with low or no molybdenum content and without any nickel (Top12, Lean-Duplex steels) are available as reinforcing steels and offer for many cases a meaningful alternative or as supplement to concrete side measures, to the application of surface protection measures or the necessity of an extra high concrete cover.

For new concrete mixes without long-term experience there exists a given uncertainty concerning the long-time corrosion protection against corrosion due to carbonation. For instance the use of concrete with recycled aggregates or light-weight aggregates like foam glass with heat-insulating properties will increase in the near future. Due to sustainability reasons also new types of cement with reduced clinker content and additives like fly ash, burnt shale or ground granulated blast furnace slag will be increasingly used, whereupon their corrosion protection effectiveness was not yet examined systematically and over a very long time.

The standards SIA 262 „Concrete Structures“ and SIA 262/1 „Concrete Structures – Supplementary Specifications“ do not contain specific information about the application and requirements on the corrosion resistance of stainless steel reinforcement, respectively. These gaps should be filled by the new technical bulletin SIA 2029 „Use of Stainless Steels in Concrete Structures“. This bulletin should give not only advice for the application of stainless steels related to corrosion aspects (steel quality, durability) but also to characteristics, structural design and detailing of the construction. The bulletin 2029 is currently under final review.

Goal of the research project

Goal of this research project was the development of standardized corrosion test procedures to test and determine the limitation of use of different steel qualities. Due to the parallel settlement of this project and the preparation of the SIA bulletin new findings could be integrated within the bulletin. Basic requirements like e.g. mechanical behavior (strength, ductility, fatigue, reaction to fire), weldability, use in mixed construction, treatment / handling on construction site, certification (registry) etc. were prepared by a separate working group and are therefore not part of this report.

Within the corrosion related part of this research project three different methods for investigating the corrosion resistance of stainless steel reinforcement were developed. These are: a) electrochemical tests in solution, b) suction tests with non carbonated and carbonated concrete blocks (determination of the chloride threshold value) and c) tests with

cracked concrete specimens. For the production of the specimens three different cement types have been used.

Important findings from the research project

The results of the present investigations show, that stainless steel reinforcements extend the initiation phase for uncracked as well as for cracked concrete. However, this prolongation does, for given exposure conditions, not only depend on the steel quality but is also highly influenced by the surrounding concrete. Thus, it is a distinctive system behavior of material properties, exposure conditions and geometrical conditions. Hence additional factors like concrete composition, concrete quality, exposure conditions of a structure, including the influence of humidity and pollutants, as well as structural conditions must be considered for the selection of the appropriate stainless steel reinforcement.

The electrochemical solution tests with different chloride concentrations and pH-values allowed the determination of pitting potential and, thus, a differentiation of the different steel qualities. The solution test showed that molybdenum-free stainless steels are more sensitive to pH-drops. The main advantage of solution tests is the simple and quick test procedure. However, the test results are, compared to test setups in concrete, too optimistic due to a virtually ideal, crevice free setup, which means that the corrosion resistance tends to be overestimated.

The suction test with concrete blocks and integrated chloride sensors allowed the determination of the chloride threshold value for non carbonated and carbonated concrete. However, the tests and their evaluations are very time-consuming. Furthermore, in concrete with CEM III/B or carbonated concrete the chloride sensors are of limited suitability because their potential is strongly influenced by sulfides and/or pH-drops. The chloride threshold value is not only influenced by the amount of alloying elements but also by the type of cement. It decreases by lowering the clinker content (CEM I → CEM II/A-LL → CEM III/B). The lower corrosion protection effectiveness of a concrete with CEM III/B is partly compensated by its lower chloride diffusion coefficient and, if corrosion is activated, by a high electrical resistivity and a slower corrosion rate, respectively. However, carbonation of concrete with CEM III/B causes a steep rise of the chloride diffusion coefficient and a distinctive reduction of the chloride threshold value, which is caused by the pH-reduction within the hardened cement paste.

In cracked concrete the corrosion risk increases due to the faster ingress of pollutants, especially in the case of through-cracks. By means of these investigations a plausible explanation was found which is not mentioned in the technical literature, yet. It allows to understand why in many cases no correlation between crack width and corrosion rate was found. The decisive factor for the initiation of corrosion and the corrosion propagation is not the crack itself but the weak or weakened steel-concrete bond near the crack borders as a result of the cracking process. In this zone concentration of aggressive species increases because the resistance against their ingress and the mass transfer are strongly limited compared to the crack itself. It can be assumed that the corrosion rate in through-cracks in concrete with CEM I and CEM II/A-LL is relatively high because of the galvanic element, which is formed between the rather small anodic area and the surrounding passive reinforcement, and the supply of humidity, pollutants and oxygen is well maintained through the crack.

Although the application of stainless steel reinforcement aims for a preferably corrosion free design working life, in some situations corrosion attacks can occur. The mass loss of corroding stainless steel rebars in concrete is lower than for unalloyed reinforcing steel. However the corrosion depth (loss in cross section) over time is comparable because the attack is more localized. Due to the lower volume of rust the corrosion on stainless steel rebars might be detected by visual inspections at a later time compared to normal reinforcing steel.

Although large efforts for the investigation of the chloride threshold value were undertaken worldwide optimal or generally accepted test methods do not exist, yet. The suction tests used in this report is not ideal too, mainly due to the unsuitability and instability of the chloride sensors (new cement types, a long test period) and the long duration of the tests. Further investigations are necessary. Thereby the test procedure given by new RILEM recommendations is only partly appropriate.

To facilitate the choice of suitable stainless steel reinforcements by the designer the responsible working group of the standardization body of the bulletin SIA 2029 developed a table that contains the most important parameters for an optimal selection. In this table the findings of this project were incorporated. The table is based on the values for the cover thickness (SIA 269), the exposure classes (SN EN 206-1) and the concrete types (SIA 118/262:2004 annex E). Given that in practical situations there exist circumstances where a concrete cover complying the standard cannot be ensured or the concrete cover is lowered for specific reasons the use of stainless steel reinforcement is a suitable solution.

	Type of concrete	Exposure class	$c_{nom}^{2)}$ [mm]	Recommended corrosion resistance class			
				for $c_{nom}^{2)}$		for $c_{red}^{2)} < c_{nom}^{2)}$	
				a	b	≥ 20mm	≥ 30mm
Building construction	A	XC2(CH)	35	0	0	1	
	B	XC3(CH)	35	0	0	1	
	C	XC4(CH), XF1(CH)	40	0	1	1	
Civil engineering	D + E	XC4(CH), XD1(CH), XF2/4(CH)	40	0	1	2	1
	F + G	XC4(CH), XD3(CH), XF2/4(CH)	55	0 ¹⁾	2	4	3

- a: Carbonation of concrete on rebar level is not expected and increased to high requirements on cracking according to the standard SIA 262 are made.
- b: Carbonation of concrete on rebar level is expected and normal or no requirements on cracking according to the standard SIA 262 are made.
- 1) Depending on different factors like access to inspection, chloride ingress, repair effort (disturbance of traffic flow etc.) and the conditions during execution a steel quality with a higher corrosion resistance class has to be chosen.
- 2) The values for the concrete cover during execution may not go beyond or below the maximal tolerances according to the standard SIA 262 paragraph A.3.5.

1 Einleitung

1.1 Ausgangslage

Bei der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion herrscht bis heute kein Konsens über die langfristig wirksamsten und wirtschaftlichsten Massnahmen, weder bei neuen Bauten noch bei der Instandsetzung. Die Normenreihe zur Erhaltung von Tragwerken, SIA 269:2011 „Grundlagen der Erhaltung von Tragwerken“ plus die ergänzende Normen SIA 269/1 bis 7 sowie die Reihe von Normen über Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken (Normenreihe SN EN 1504), 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.

Bei neueren Betonen ohne Langzeiterfahrung besteht auch eine gewisse Unsicherheit hinsichtlich des langfristigen Korrosionsschutzes bei der Bewehrungskorrosion infolge Karbonatisierung des Betons. Beispielsweise wird der Einsatz von Betonen mit rezyklierten Gesteinskörnungen oder Leichtzuschlägen (z.B. Blähglas) und wärmedämmenden Eigenschaften in nächster Zeit zunehmen. Auch werden aus Nachhaltigkeitsüberlegungen vermehrt neue Zementsorten mit reduziertem Portlandzementklinkergehalt und Zusatzstoffen wie Flugasche, Ölschiefer oder Hüttensand entwickelt [Hunkeler 2010a]. Bereits heute sind in der Schweiz neben dem reinen Portlandzement CEM I 11 weitere Zementarten zugelassen (aktuelle Fassung der Tabelle NA.3 der Norm SN EN 206-1). Der Verbrauch an Portlandzement in der Schweiz hat in den Jahren 1994 bis 2010 um rund einen Faktor 5 abgenommen, während heute ca. 80 % des verbrauchten Zementes aus Kompositzement CEM II, vor allem CEM II-A/LL, besteht [Jacobs 2011].

Neben betonseitigen Massnahmen und der Anwendung von Oberflächenschutzsystemen bietet sich der Einsatz von nichtrostenden Betonstählen an. Nichtrostende Betonstähle weisen gegenüber unlegiertem Betonstahl einen deutlich höheren Korrosionswiderstand auf. Dadurch kann die Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauteilen nachhaltig erhöht werden, z.B. von Bauteilen, die einer erhöhten Belastung mit chloridhaltigem Spritz- oder Kontaktwasser ausgesetzt sind. Das Hauptziel der Anwendung von nichtrostenden Bewehrungsstählen ist die Verlängerung der Initiierungszeit (Zeit bis zur Aktivierung der Korrosion). Dies bedeutet, dass während der geplanten Nutzungsdauer eines Bauteils oder Bauwerks keine wesentlichen Korrosionsangriffe an der Bewehrung auftreten (Abb. 1.1).

Im VSS Bericht Nr. 543 (Mai 2000) „Einsatz von nichtrostenden Bewehrungsstählen im Betonbau“ [Hunkeler 2000] sind die damals vorhandenen Erkenntnisse über die Korrosionsbeständigkeit von nichtrostenden Stählen im Betonbau zusammengefasst. Der Bericht zeigt u.a. Einsatzmöglichkeiten auf und macht Empfehlungen für die Wahl der geeigneten Stahlsorte. Teilweise sind die Einsatzgrenzen solcher Stähle aber noch nicht ausreichend geklärt. Insbesondere braucht es standardisierte Testverfahren, mit denen das Korrosionsverhalten unterschiedlicher Stahlqualitäten in chloridhaltigem Beton rasch, kostengünstig und zuverlässig bestimmt bzw. verglichen werden kann.

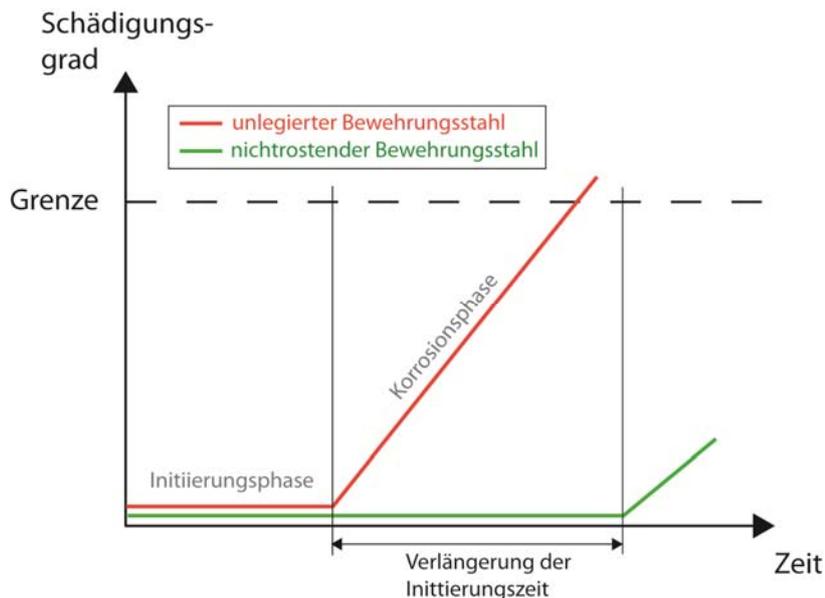


Abb. 1.1 Verlängerung der Initiierungsphase durch nichtrostende Bewehrungsstähle

Die Normen SIA 262 „Betonbau“ und SIA 262/1 „Betonbau – Ergänzende Festlegungen“ enthalten keine konkreten Angaben zum Einsatz bzw. zu den Anforderungen an den Korrosionswiderstand von nichtrostendem Bewehrungsstahl. Diese Lücke soll mit dem neuen SIA Merkblatt 2029 zum Einsatz nichtrostender Stähle im Betonbau gefüllt werden. Das Merkblatt soll nicht nur korrosionstechnische Hinweise für die Verwendung von nichtrostenden Stählen geben (Stahlqualität, Dauerhaftigkeit), sondern auch allfällige Besonderheiten hinsichtlich Bemessung und konstruktiver Durchbildung darstellen. Das Merkblatt 2029 (inkl. französische Übersetzung) befand sich zum Zeitpunkt der Erstellung dieses Berichtes in der Schlussredaktion.

Zurzeit existiert in der Schweiz für nichtrostende Bewehrungsstähle kein, mit dem Betonstahl vergleichbares Register normkonformer Betonstähle nach Norm SIA 262:2003]. Es ist jedoch geplant, in naher Zukunft ein solches Register aufzubauen, das z.B. auf der Normenreihe SN EN 10088-1 bis 5 basiert.

1.2 Zielsetzung des Projektes

Ein Ziel dieses Forschungsprojektes AGB2005/010 „Korrosionsbeständigkeit von nichtrostenden Bewehrungsstählen in Betonbauteilen“ war die Entwicklung eines standardisierten Korrosionsprüfverfahrens, mit dem unterschiedliche Stahlqualitäten bzw. Produkte hinsichtlich bestimmter Anforderungen geprüft und dadurch deren Einsatzgrenzen festgelegt werden können. Die gewonnenen, neuen Erkenntnisse aus diesen Untersuchungen über die Dauerhaftigkeit von nichtrostenden Bewehrungsstählen sind teilweise in das neue SIA Merkblatt 2029 eingeflossen. Weiter waren grundsätzliche Anforderungen wie z.B. mechanisches Verhalten (Festigkeit, Duktilität, Ermüdung, Brandverhalten), Schweissbarkeit, Anwendung in Mischkonstruktionen, Verarbeitung / Handhabung auf der Baustelle, Frage der Zulassung (Register) etc. abzuklären. Diese ingenieurtechnischen bzw. konstruktiven Fragestellungen wurden für die Erstellung des oben erwähnten Merkblattes 2029 in einer Arbeitsgruppe separat erarbeitet und sind nicht Gegenstand dieses Berichtes.

Im korrosionstechnischen Teil des Forschungsprojektes waren folgende Themenbereiche zu bearbeiten:

- Festlegung von Anforderungsprofilen für den Einsatz von nichtrostenden Bewehrungsstäben
- Entwicklung eines (oder mehrerer) standardisierten, korrosionstechnischen Prüfverfahrens für nichtrostende Bewehrungsstähle im ungerissenen und gerissenen Beton
- Versuche in Lösungen und in unterschiedlichen Betonsorten zur Bestimmung des kritischen Chloridgehaltes
- Einfluss der Stahlqualität auf die Korrosionsbeständigkeit (unlegierter Stahl, Cr-Stähle, höher legierte Stähle)
- Einfluss des Chloridgehaltes und des pH-Wertes auf die Korrosionsbeständigkeit
- Einfluss des Zustandes der Stahloberfläche (mit und ohne Walzhaut)

2 Literatur / Grundlagen von nichtrostenden Betonstählen

2.1 Bezeichnungen und Zusammensetzung

Die Gruppe der nichtrostenden Stähle umfasst Stahlsorten mit einem Chromgehalt von mindestens 10.5 M.-% Cr. Bei neusten Entwicklungen wie z.B. dem MMFX-Stahl (ASTM A1035) wird der Chromgehalt sogar auf unter 10 % reduziert [Darwin 2007, Seliem 2006]. Eine andere Innovation ummantelt einen Kern aus unlegiertem Stahl mit einer Hülle aus nichtrostendem Stahl (sogenanntes cladding). Durch dieses Verfahren können die relativ hohen Materialkosten von nichtrostenden Bewehrungsstählen gemindert werden [Hurley 2006, Cui 2006a,b]. Das Korrosionsverhalten von MMFX- oder Clad Rebars wurde in dieser Arbeit nicht untersucht.

Nichtrostende Stähle werden durch ihre Werkstoffnummer (z.B. 1.4362) bezeichnet. Aus der Kurzbezeichnung (z.B. X2CrNiN 23-4) sind die wichtigsten Legierungselemente ersichtlich. Beispiel: 1.4362 / X2CrNiN 23-4 bezeichnet einen nichtrostenden Stahl (X) mit 0.02 % Kohlenstoff C (X), 23 % Chrom (Cr), 4 % Ni (Ni) und definiertem Gehalt an Stickstoff (N).

Die Bezeichnungen V2A (CrNi-Stahl) oder V4A (CrNiMo-Stahl) sind veraltet und nicht eindeutig und sollten daher nicht verwendet werden. Die Bezeichnungen A2, A4 oder A5 gelten für Verbindungselemente gemäss DIN EN ISO 3506-1 und sind ebenfalls nicht eindeutig.

Je nach Legierungszusammensetzung (Gehalt an Legierungselementen) und Herstellungsart (Wärmebehandlung) weisen nichtrostende Stähle ein ferritisches, martensitisches, austenitisches oder ein Mischgefüge auf. Die austenitisch-ferritischen Stähle werden auch als Duplex-Stähle bezeichnet. Das Gefüge beeinflusst die chemischen und physikalischen Eigenschaften des Stahls wie Korrosionswiderstand oder mechanische Eigenschaften.

Der Korrosionsschutz unlegierter Bewehrung beruht auf einer passivierenden Eisenoxidschicht, die sich im alkalischen Porenwasser (pH-Wert von mehr als 11 bis 11.5) spontan auf dem einbetonierten Stahl bildet. Im Falle nichtrostender Stähle ermöglicht Chrom (Cr) die Ausbildung einer passivierenden Chromoxidschicht auch in weniger alkalischem Milieu bzw. deren Aufrechterhaltung auch bei erhöhter Chloridkonzentration. Der Korrosionswiderstand nichtrostender Stähle wird nebst dem Chrom auch von den chemischen Elementen Molybdän (Mo) und Stickstoff (N) beeinflusst.

Wirksumme

Ein Richtwert für den Widerstand gegen Lochkorrosion (Lochfrass) ist die Wirksumme (WS): $WS = Cr + 3.3 \cdot Mo + n \cdot N$, wobei $n = 16$ bei Duplex-Stahlsorten und $n = 30$ bei austenitischen Stahlsorten. Dabei stellen die Symbole der chemischen Elemente deren Masseanteile in % dar. Im Englischen wird für die Wirksumme die Abkürzung PREN (Pitting Resistance Equivalent Number) verwendet. Die Wirksumme ist zwar ein nützlicher Richtwert bei der Einstufung nichtrostender Stähle, ist aber nicht alleine ausschlaggebend. Weitere Faktoren wie C-Gehalt, Verunreinigungen (z.B. Mangansulfid-Einschlüsse), Wärmebehandlung oder Verarbeitung beeinflussen die Korrosionsbeständigkeit. Aufgrund der Wirksumme kann eine Einteilung der nichtrostenden Bewehrungsstähle in die Korrosionswiderstandsklassen KWK 0 – 4 vorgenommen werden (Tabelle 2.1).

Tab. 2.1 Einteilung in Korrosionswiderstandsklassen KWK nach Merkblatt 2029

KWK	WS	Hauptvertreter
0	0 ¹⁾	Nicht oder niedrig legierter Betonstahl
1	10-16	Chromstähle
2	17-22	Chromnickelstähle
3	23-30	Chromnickelstähle mit Molybdän
4	≥31	Stahlsorten mit erhöhtem Cr und/oder Mo-Gehalt

¹⁾ Stähle mit Wirksumme 1-9 werden der KWK 0 zugeordnet

Eine ausführliche Übersicht über die erhältlichen nichtrostenden Stähle bietet beispielsweise die Norm SN EN 10088-1:2005-09 „Nichtrostenden Stähle – Teil 1: Verzeichnis der nichtrostenden Stähle“. Die in Deutschland zugelassenen nichtrostenden Stähle sind aus der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Z-30.3-6, April 2009 ersichtlich.

Die in der Schweiz erhältlichen und verwendeten nichtrostenden Bewehrungsstähle sind in der Tabelle 2.2 zusammengestellt. Aufgrund einer Marktanalyse werden in der Schweiz fast ausschliesslich die nichtrostenden Stähle Top12 (≈ 1.4003), 1.4301, 1.4362, 1.4401, 1.4571, 1.4429, 1.4462 und 1.4529 verwendet. Generell zeichnet sich – bedingt durch den hohen Ni-Preis – ein Trend weg von den klassischen 18-10 Chromnickelstählen hin zu Duplex-Stählen (z.B. 1.4362 oder 1.4462) ab. Höher legierte nichtrostende Bewehrungsstähle werden, nebst dem Einsatz bei Kunstbauten, für Kragplattenanschlüsse verwendet (geringe Wärmeleitfähigkeit und hohe Korrosionsbeständigkeit).

Neuere Entwicklungen

Der hohe Preis für nichtrostende Stähle, insbesondere die Kostensteigerung bei den für die Korrosionsbeständigkeit wichtigen Elementen (Abb. 2.1), führte in den letzten Jahren dazu, dass nicht nur Stähle mit niedrigem Chromgehalt, sondern auch mit nichtrostendem Stahl ummantelte (beschichtete) Betonstähle (engl.: stainless steel clad rebar, stainless steel clad black steel reinforcement) entwickelt wurden (z.B. Nuovinox von Stelax International Ltd.) (Abb. 2.2). Parallel dazu wurde versucht, den Einsatz von nichtrostenden Stählen objekt- und bauteilbezogen hinsichtlich der Kosten zu optimieren, z.B. mit einer Mischbewehrung.

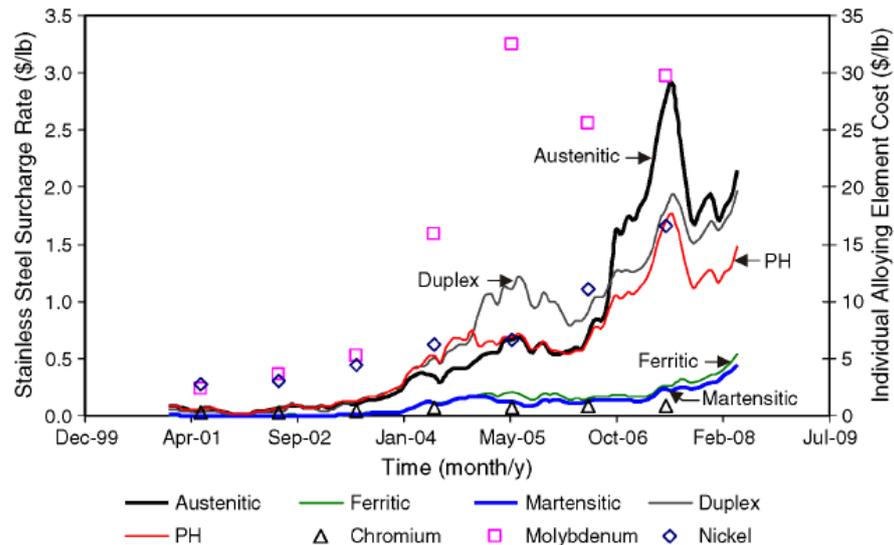


Abb. 2.1 Kostensteigerung bei den nichtrostenden Stählen bzw. wichtiger Legierungselemente über die letzten Jahre [Presuel-Moreno 2008]

Zum Korrosionsverhalten der neu entwickelten ummantelten Betonstähle gibt es eine ganze Reihe von Untersuchungen vorab von nordamerikanischen Stellen, z.B. [McDonald 1998, Cross 2001, Cacace 2003, Clemeña 2004, Hartt 2007, Darwin 2007, Moreno 2008]. Auf Grund der ersten Resultate wurden verschiedene Verbesserungen vorgenommen (z.B. wurden die Enden mit einer nichtrostenden Kappe versehen). Die Entwick-

lung ist an und für sich sinnvoll. Die Handhabung dieser Stähle auf der Baustelle hat aber ganz wesentliche Nachteile (Biegen, Schweißen etc.). Für diese Produkte wurde von der AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) die Norm MP 13M/MP 13-04 "Stainless Clad Deformed and Plain Round Steel Bars for Concrete Reinforcement" erarbeitet [AASHTO 2004]. Darin sind Stabdurchmesser von 10 bis 57 mm genormt. Vorgaben zur Dicke des nichtrostenden Stahlmantels sind darin nicht enthalten. Mittlerweile sind auch eine ganze Reihe Bauwerke mit diesen Stählen realisiert worden.



Abb. 2.2 Ansichten und Querschnitte von mit nichtrostendem Stahl ummanteltem Betonstahl (Nuovinox, #5, \varnothing 15.9 mm). Fotos: F. Hunkeler

Eine andere Entwicklung führte zu den so genannten MMFX-Stählen mit einem tiefen C-Gehalt und einem Chromgehalt von 10 bis 12 %. Auch hierzu gibt es schon einige unabhängige Arbeiten (z.B. [Ji 2005, Chiaw 2006, Phares 2006]). Die Entwicklung dieses Stahls ist sicher interessant und muss weiter verfolgt werden, insbesondere auch wegen der Nähe zum Top12. Für eine gesicherte Beurteilung ist es aber noch zu früh.

Auf dem europäischen Markt wurden die beiden Neuentwicklungen bisher kaum angewendet. Sie werden deshalb hier nicht behandelt. In Europa wurde demgegenüber die Entwicklung und Anwendung von nickelfreien CrMn-Stählen (z.B. 1.4456) und von so genannten Lean Duplex-Stählen (z.B. 1.4362) vorangetrieben. Diese Stähle werden in diesem Bericht berücksichtigt.

2.2 Allgemeine Merkmale von nichtrostenden Stählen

Die Festlegungen bezüglich Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und konstruktiver Durchbildung sind im SIA Merkblatt 2029 beschrieben. Darin enthalten ist auch ein typisches Spannungs-Dehnungsdiagramm für nichtrostenden Betonstahl.

Nichtrostender Betonstahl unterscheidet bei den thermischen Eigenschaften (thermischer Ausdehnungskoeffizient, Wärmeleitfähigkeit) stark vom normalen Betonstahl (Tabelle 4 im Merkblatt 2029). Dies wird beispielsweise bei Kragplattenanschlüssen von Balkonen oder Laubengängen ausgenützt, wo eine optimale Kombination von hoher Korrosionsbeständigkeit bei gleichzeitig tiefer Wärmeleitfähigkeit angestrebt wird. Generell fällt die Festigkeit von nichtrostendem Betonstahl mit steigender Temperatur weniger stark ab als bei unlegiertem Betonstahl. Bei kalt verfestigtem Betonstahl ist zu beachten, dass die Wirkung der Kaltverfestigung mit zunehmender Temperaturbeanspruchung verloren geht, was vor allem bei Schweißungen auftreten kann.

Auch bezüglich Verarbeitung und Schweißungen sind im Merkblatt nützliche Hinweise vorhanden. Um Verunreinigungen der nichtrostenden Stähle zu vermeiden, muss die Verarbeitung räumlich vom unlegierten Betonstahl getrennt werden (unterschiedliche Automaten). Das Abbiegen von nichtrostenden Betonstählen ist nicht zulässig.

Obwohl viele der heute erhältlichen nichtrostenden Betonstähle grundsätzlich schweißbar sind, stellen Schweißungen, die nachträglich eine vergleichbare Korrosionsbeständigkeit aufweisen wie das Grundmaterial, hohe Anforderungen an das ausführende Personal. Im Merkblatt wird empfohlen, tragende Schweißungen mittels einfacher Korrosionstests zu überprüfen (z.B. mittels ec-pen-Verfahren). Bei Schweißverbindungen von

unlegiertem Betonstahl mit nichtrostendem Betonstahl sind Spezialelektroden (sog. Schwarz-Weiss-Elektroden) zu verwenden.

Tab. 2.2 In der Schweiz erhältliche und verwendete nichtrostende Bewehrungsstähle

Korrosionswiderstandsklasse KWK	Werkstoff-Nr.	Kurzbezeichnung	Cr, M.-% ¹⁾	Mo, M.-% ¹⁾	N, M.-% ¹⁾	Wirksame WS	Bemerkung
1	1.4003	X2CrNi 12 / X2Cr 11	10.5			11	Chromstahl
2	1.4301	X5CrNi 18-10	17			17	veraltete Bezeichnung V2A, A2
2	1.4311 ²⁾	X2CrNiN 18-10	17		0.12	19	entspricht 1.4301 mit höherer Festigkeit und tieferem C-Gehalt
3	1.4362	X2CrNiN 23-4	22		0.05	23	Duplexstahl, erhöhte SRK- und IK-Beständigkeit
3	1.4401	X5CrNiMo 17-12-2	16.5	2		23	veraltete Bezeichnung V4A, A4
3	1.4404 ²⁾	X2CrNiMo 17-12-2	16.5	2		23	entspricht 1.4401 mit tieferem C-Gehalt
3	1.4406 ²⁾	X2CrNiMoN 17-11-2	16.5	2	0.12	25	entspricht 1.4404 mit höherer Festigkeit
3	1.4571	X6CrNiMoTi 17-12-2	16.5	2		23	Vergleichbar mit 1.4404, Ti-stabilisiert für bessere Schweißbarkeit
3	1.4429	X2CrNiMoN 17-13-3	16.5	2.5	0.12	27	höhere Festigkeit und leicht höher legiert als 1.4436, primär bei atmosphärischer Korrosion
3	1.4436 ²⁾	X3CrNiMo 17-13-3	16.5	2.5		25	leicht höher legiert als 1.4404, primär bei atmosphärischer Korrosion
4	1.4462	X2CrNiMoN 22-5-3	21	2.5	0.10	31	Duplexstahl, erhöhte SRK- und IK-Beständigkeit
4	1.4529	X1NiCrMoCuN 25-20-7	19	6	0.15	41	hohe LF/SRK/SK-Beständigkeit; dank tiefem C-Gehalt auch nach Schweißen IK-beständig, Anwendung meist bei atmosphärischer Korrosion (z.B. Tunnel)

1) Minimalwerte gemäss SN EN 10088

2) Die Verfügbarkeit ist zu überprüfen

2.3 Korrosionsbeständigkeit von nichtrostenden Betonstählen

2.3.1 Allgemeines / Übersicht

Der Korrosionsschutz des normalen Betonstahls im Beton geht verloren, wenn der Beton auf der Höhe der Bewehrung karbonatisiert ist oder im Beton um die Bewehrung Chloride in ausreichender Menge vorhanden sind.

Für einen dauerhaften Korrosionsschutz von normalem Betonstahl ist ein pH-Wert von über 11 bis 11.5 erforderlich. Fällt der pH-Wert des Betonporenwassers wegen der Karbonatisierung mit der Zeit unter etwa 11 bis 11.5, so kann die Bewehrung zu korrodieren beginnen. Die Korrosionsgeschwindigkeit der Bewehrung hängt dabei im Wesentlichen von der Betonfeuchtigkeit bzw. vom elektrischen Betonwiderstand ab. Die Karbonatisierung von Beton wird von verschiedenen Faktoren beeinflusst [Hunkeler 1994].

Der Chloridgehalt, der für das Auslösen der Korrosion erforderlich ist, wird als kritischer Chloridgehalt bezeichnet. Erst beim Überschreiten dieses Grenzwertes tritt Korrosion ein oder wird aufrecht erhalten. Der kritische Chloridgehalt ist von verschiedenen Faktoren abhängig (Abb. 2.3) [Hunkeler 1994, Breit 1997a,b,c, Breit 2000, Breit 2011, Angst 2009a,b].

Die ersten Arbeiten zum kritischen Chloridgehalt wurden Ende der 50er Jahre publiziert. Über die Höhe dieses Grenzwertes ist man sich allerdings in all den Jahren nicht einig geworden. Werte zwischen 0.1 und über 1 M.% Cl⁻/Z werden genannt [Hunkeler 1994]. Der häufig genannte Grenzwert von 0.4 M.% Cl⁻/Z geht auf Arbeiten von Locher und Rihartz aus dem Jahre 1969 über die Chloridbindung im Zementstein zurück. Dieser Wert darf grundsätzlich nicht mit dem Grenzwert für chloridinduzierte Korrosion gleichgesetzt werden.

Die Diskussion über den "richtigen" Grenzwert wird nach wie vor sehr kontrovers geführt, obwohl klar ist, dass es in Anbetracht der vielfältigen Einflüsse den "richtigen" Grenzwert gar nicht geben kann. Neben den belastungsseitigen (Abb. 2.3) spielen konstruktive, ausführungstechnische und betontechnologische Parameter eine wichtige Rolle. Als wichtige Einflüsse können genannt werden:

- Betonfeuchtigkeit (Abb. 2.3)
- pH-Wert des Porenwassers (abhängig von z.B. Karbonatisierung, w/z-Wert, Art und Gehalt an Zement und Zusatzstoffen)
- Verhältnis der Chlorid- zur Hydroxidionenkonzentration $[Cl^-]/[OH^-]$
- Chloridbindekapazität des Zementes (verändert den Gesamtchloridgehalt, nicht aber den korrosionsfördernden Anteil), abhängig u.a. vom C₃A-Gehalt
- Oberflächenzustand der Bewehrung vor dem Einbetonieren und Qualität der Grenzfläche Stahl/Beton
- Überdeckung der Bewehrung (O₂-Angebot)
- Makroelementbildung mit der übrigen Bewehrung (abhängig z.B. von den Abmessungen, Bewehrungsgehalt, Sauerstoffzutritt)
- Temperatur (im Rahmen der üblichen Bedingungen)
- Gehalt an anderen korrosionsfördernden Stoffen (z.B. SO₄²⁻).

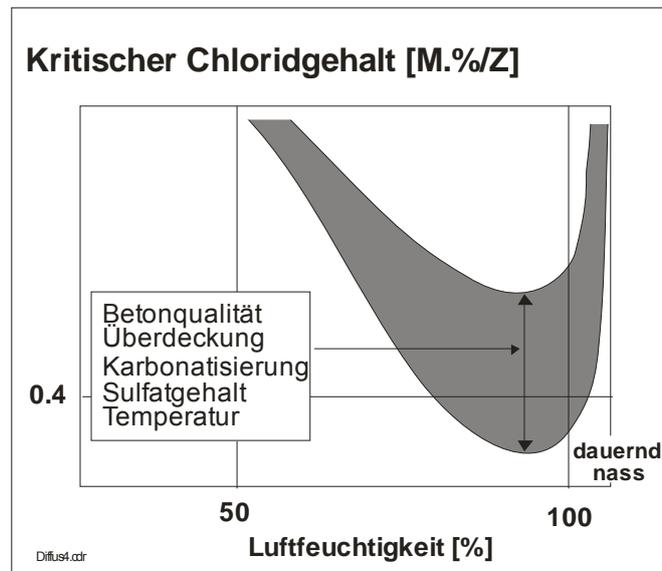


Abb. 2.3 Einflüsse auf den kritischen Chloridgehalt für die chloridinduzierte Korrosion bei normalem Betonstahl [Hunkeler 1994]

In vielen Untersuchungen wurde der Einfluss der OH^- -Konzentration bzw. des pH-Wertes auf den kritischen Chloridgehalt bzw. das kritische Verhältnis $[Cl^-]/[OH^-]$ untersucht [Breit 1997a,b,c, Breit 2000, Oh 2003]. Breit [Breit 1997a,b,c, Breit 2000] kam aufgrund seiner Arbeiten mit Stahl in künstlichem Porenwasser zum Schluss, dass bei niedrigen pH-Werten der Porenlösung mit einem kleineren kritischen Chloridgehalt gerechnet werden muss (Abb. 2.4). Der pH-Wert im Beton ist beispielsweise bei karbonatisiertem Beton oder bei Betonen mit hohen Zusatzstoffgehalten (Flugasche, Mikrosilica, Hüttensand) reduziert.

Bei der experimentellen Bestimmung des kritischen Chloridgehaltes muss mit grossen Streuung gerechnet werden, wie aus verschiedenen Arbeiten hervorging, Abb. 2.5 (z.B. [Zimmermann 2000 und Breit 1997c]).

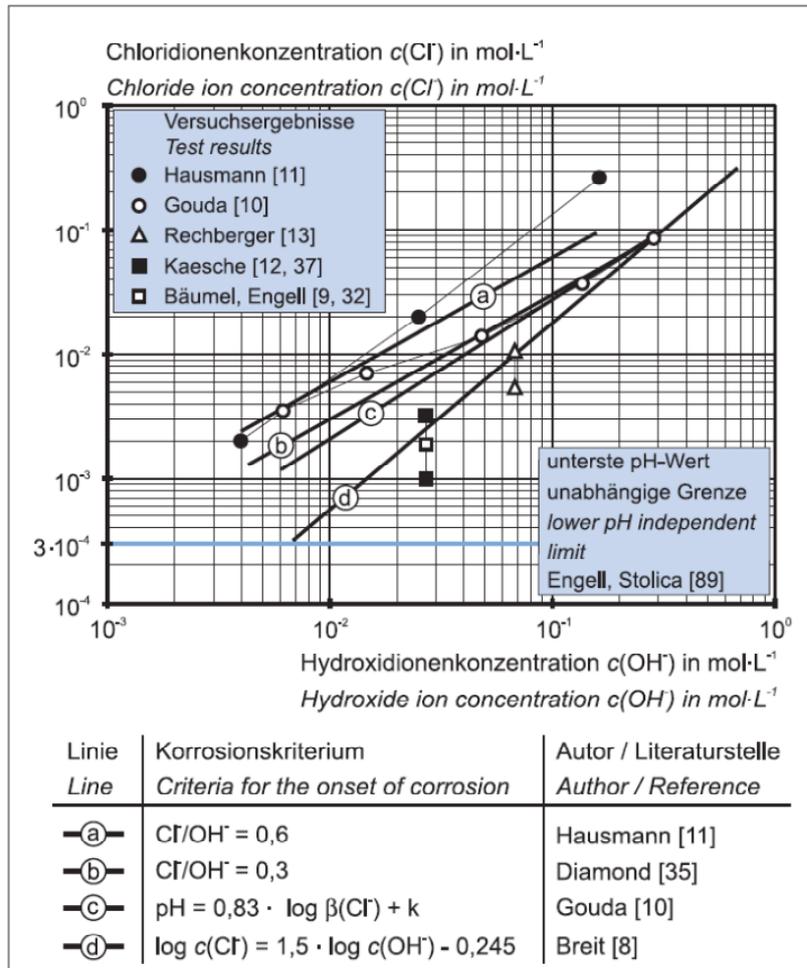


Abb. 2.4 Untersuchungen zur Abhängigkeit des kritischen Chloridgehaltes vom OH-Gehalt (pH-Wert) [Breit 2000]

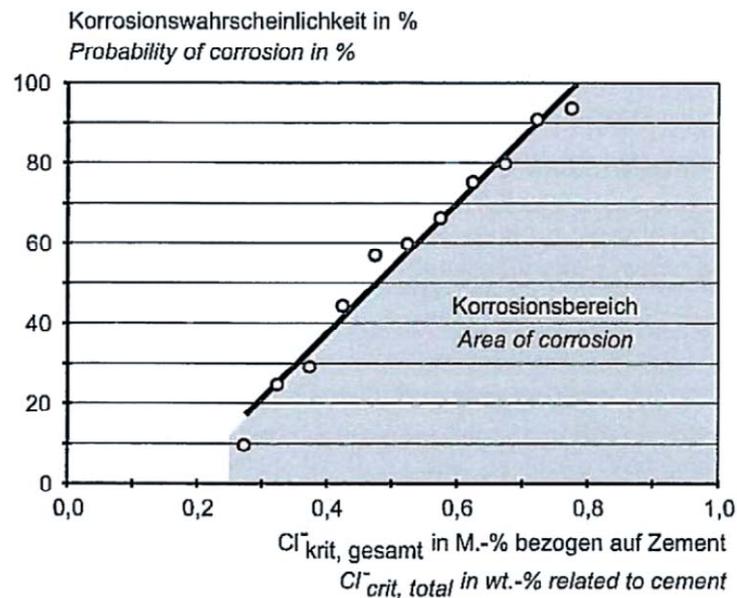


Abb. 2.5 Korrosionswahrscheinlichkeit in Abhängigkeit vom Chloridgehalt [Breit 1997c]

Die Wirkung von unterschiedlichen Zementarten bzw. Zusatzstoffen auf den kritischen Chloridgehalt wird in der Literatur kontrovers beurteilt. Teilweise können die Widersprüche auf die unterschiedliche Versuchsparameter zurückgeführt werden [Ann 2007].

Bezüglich der Wirkung von Flugasche auf den kritischen Chloridgehalt liegen verschiedene Untersuchungen vor. Bei verschiedenen Betonen (slump: 30-60 mm, 28-Tage-Druckfestigkeit: 25, 35 und 45 MPa), fand Thomas [Thomas 1996], dass der kritische Chloridgehalt mit zunehmendem Flugaschegehalt deutlich abnahm (Tabelle 2.3). Demgegenüber reduzierte sich der Korrosionsabtrag nach 4 Jahren Auslagerung im Meerwasser mit zunehmendem Flugaschegehalt des Betons (wahrscheinlicher Grund: höherer elektrischer Betonwiderstand). Zu ähnlichen Schlüssen kamen auch zwei neuere Arbeiten [Oh 2003, Song 2010]. In einer anderen Arbeiten konnte der negative Einfluss der Flugasche auf den kritischen Chloridgehalt aber nicht bestätigt werden [Wiens 1996].

Tab. 2.3 in der Schweiz erhältliche und verwendete nichtrostende Bewehrungsstähle [Thomas 1996]

Flugaschegehalt [M.%/Z]	Kritischer Chloridgehalt [M.%/Z]
0	0.70
15	0.65
30	0.50
50	0.20

Die Resultate zum Einfluss von Hüttensand auf den kritischen Chloridgehalt sind widersprüchlich. In einigen Arbeiten [Weber 1993, Schiessl 1994, Breit 1994] wird eine Zunahme, in anderen [Song 2010] eine Abnahme festgestellt.

Über den Einfluss von Silikastaub auf den kritischen Chloridgehalt liegen keine systematischen Untersuchungen vor. In [Song 2010] werden ähnliche Werte wie beim Beton mit CEM I festgestellt.

In einer neueren Arbeit [Harnisch 2011] wurde der Einfluss der Bewehrungslage auf den kritischen Chloridgehalt untersucht. Es wurde festgestellt, dass die Bewehrung senkrecht zur Betonierrichtung in der Regel signifikant höhere Initiierungszeiten und kritische Chloridgehalte aufweise als die horizontale Bewehrung (Abb. 2.6). Dieser Unterschied wurde im Wesentlichen auf die geringere Anzahl und Grösse von Fehlstellen im Bereich der Bewehrung zurückgeführt (Abb. 2.7 und 2.8). Auch in anderen Arbeiten [Ann 2007, Schöppel 2010] wird auf die Bedeutung von Fehlstellen hingewiesen. Aus Abb. 2.8 könnte man schliessen, dass der kritische Chloridgehalt nicht nur von der Zementart, sondern auch vom Gehalt an Luftporen wesentlich beeinflusst werden kann.

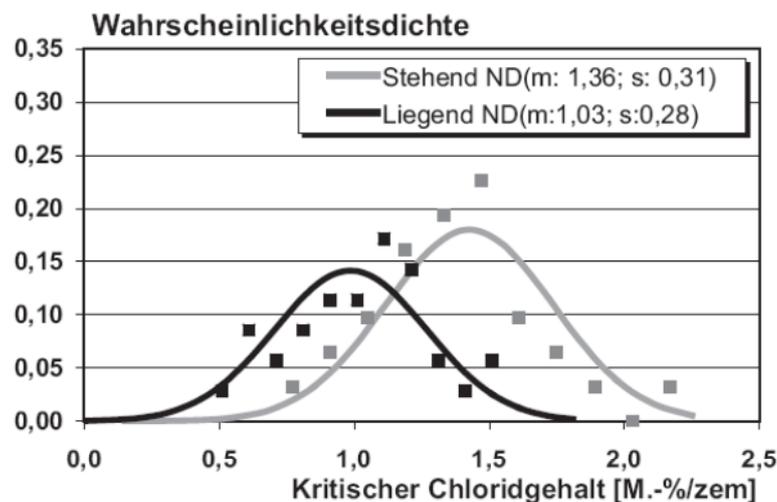


Abb. 2.6 Einfluss der Bewehrungslage auf die Häufigkeitsverteilung des kritischen Chloridgehaltes [Harnisch 2011]

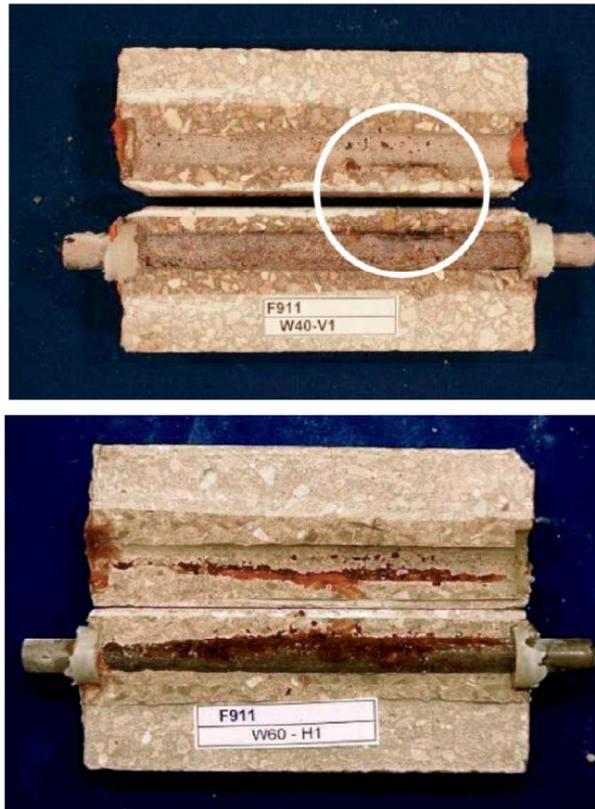


Abb. 2.7 oben: lokaler Korrosionsangriff bei einer kleinen Fehlstelle bei stehender Bewehrung
 unten: Korrosionsangriff über die ganze Länge des Stahlstabes bei liegender Bewehrung [Harnisch 2011]

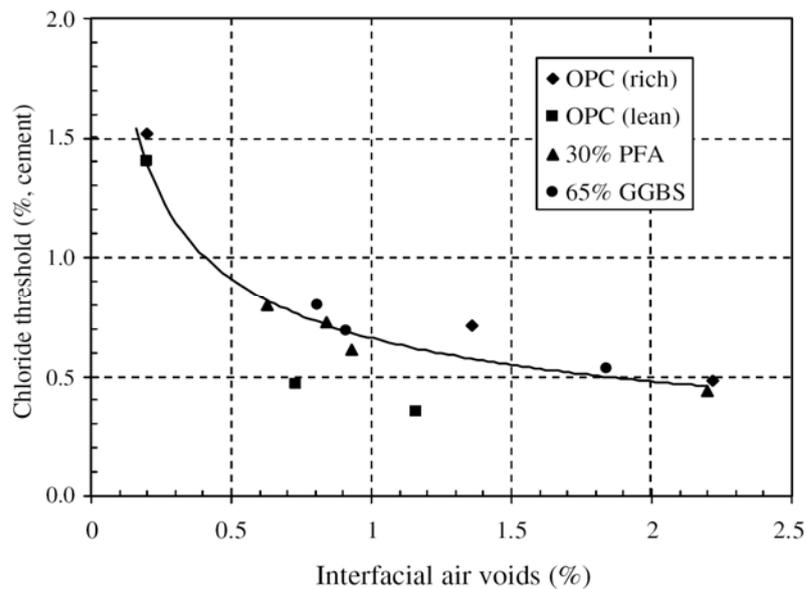


Abb. 2.8 Zusammenhang zwischen dem Gehalt an Luftporen in der Kontaktzone Stahl/Beton und dem kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt gemäss [Ann 2007]

Bei der Diskussion über den kritischen Chloridgehalt muss beachtet werden, dass der Lochfrass ein statistisches Phänomen darstellt. In aller Regel werden deshalb im Labor wie auch bei Felduntersuchungen eine Verteilung gefunden, wie sie aus der Abb. 2.6 hervorgeht.

2.3.2 Bestimmung des kritischen Chloridgehaltes

Es gibt international keine etablierte Prüfung für die Bestimmung des kritischen Chloridgehaltes. Allgemeine Hinweise über die Schwierigkeit, kritische Chloridgehalte zu bestimmen sowie zu verbesserten Prüfverfahren und zu beachtenden Einflüsse werden in verschiedenen Publikationen gegeben [Sandberg 1995, Trejo 2003, Oh 2003, Trejo 2009a,b, Nygaard 2005, Pillai 2005, Ryou 2008, Melchers 2009, Poursaee 2009, Yu 2010, Angst 2009a,b, Randström 2010, Angst 2011, Elsener 2011]. In mehreren Arbeiten wurde die experimentellen Parameter (Abb. 2.9) wie auch die vorhandene Prüfverfahren untersucht und Empfehlung für praxisrelevante Prüfmethode gegeben [Angst 2009a,b, Trejo 2009a,b, Silva 2009].

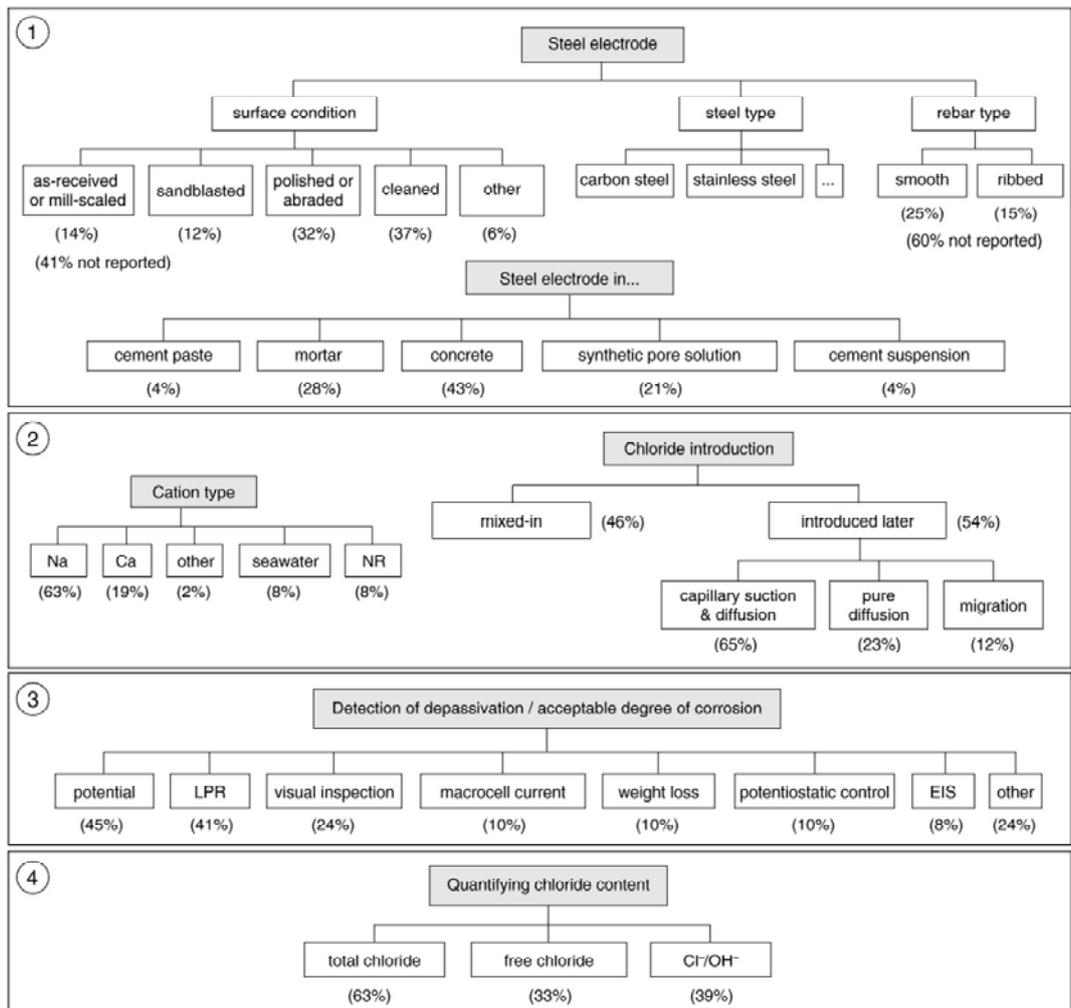


Abb. 2.9 Parameter bei der Bestimmung des kritischen Chloridgehaltes [Angst 2009a,b]

Wesentliche Punkte, die das Ergebnisse beeinflussen sind:

- Oberflächenzustand der Stahls
- Zeit für Aufbau einer guten Passivschicht bzw. Art und Dauer der Vorlagerung
- Art und Geschwindigkeit des Chlorideintrages (Zugabe zum Anmachwasser, Eintrag über Aufsaugen von chloridhaltigem Wasser, ggf. Dauer der Trocken-/Nasszyklen, Chloridgehalt des aufzusaugenden Wassers (Überschiessens des kritischen Chloridgehaltes ist zu vermeiden)
- Qualität der Grenzfläche Stahl/Beton (Grösstkorn, Position/Lage der Bewehrungsstäbe beim Betonieren
- mit/ohne vorheriger Karbonatisierung bzw. Auslaugung des Randbetons
- mit/ohne Wirkung von Makroelementen (zweite Bewehrungslage im chloridfreien Beton, nicht korrodierende Metalle mit positivem Korrosionspotenzial als Kathoden) bzw. mit/ohne externe Polarisierung (künstliche Polarisierung des Stahls)
- Länge der geprüften Bewehrungsstähe und Anzahl der Versuchskörper (statistische Auswertung).

Die elektrochemische Polarisierung des Stahls wurde in [Breit 2011] als wichtiger Einfluss identifiziert. Die Abb. 2.10 zeigt, dass bei geringer Polarisierung die kritischen Chloridgehalte deutlich höher sind als bei starker Polarisierung.

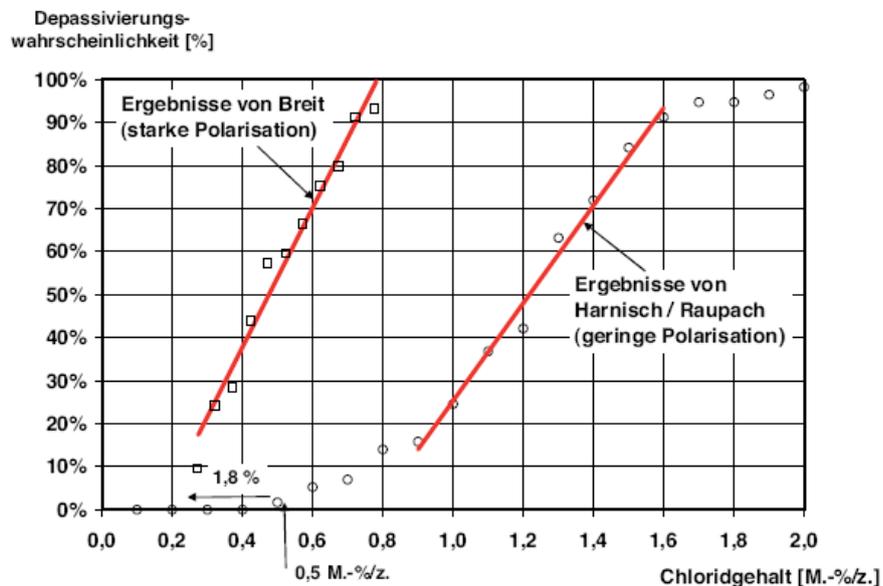


Abb. 2.10 Depassivierungswahrscheinlichkeit bzw. Korrosionswahrscheinlichkeit in Abhängigkeit von den Chloridgehalten bei geringer Polarisierung und bei starker Polarisierung [Breit 2011]

Die Bestimmung des kritischen Chloridgehaltes ist bei nichtrostenden Stählen noch zeitraubender als bei normalen Betonstählen, da die kritischen Chloridgehalte deutlich höher liegen können. Damit wird die Initiierungszeit bzw. die Versuchszeit verlängert. Deshalb werden in der Regel die Versuchsbedingungen verschärft. Oft wird anstelle von Auslagerungsversuchen das Lochrasspotenzial ermittelt. Abb. 2.11 und 2.12 zeigen, dass das Lochrasspotenzial mit zunehmendem Legierungsgehalt an Cr und Mo (zusammengefasst in der Wirksumme) positiver wird.

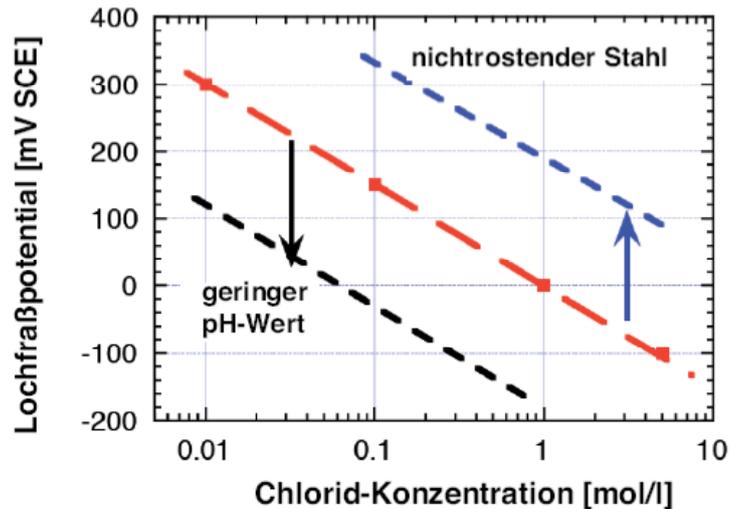


Abb. 2.11 Lochfrasspotenzial von normalem Betonstahl bei einem hohem und einem tiefem pH-Wert und im Vergleich dazu die Kurve für einen nichtrostenden Stahl (schematisch) [Breit 2011]

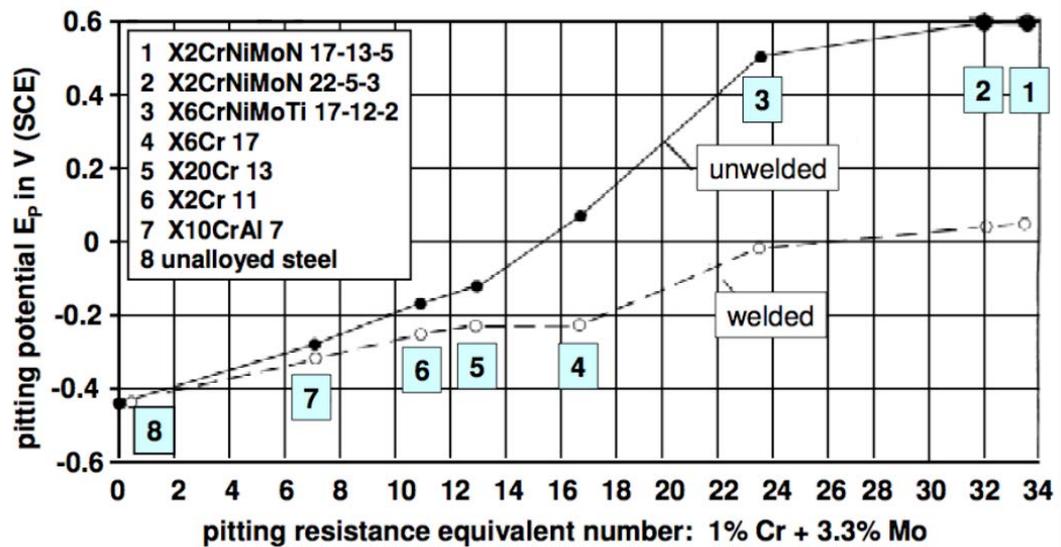


Abb. 2.12 Lochfrasspotenzial (pitting potential) in Abhängigkeit von der Wirksumme (pitting resistance equivalent number) in gesättigter $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Lösung mit 5 M.% Chlorid [fib 2009]

Randström et al. [Ranström 2010] macht auf die grosse Streuung bei der Bestimmung des kritischen Chloridgehaltes (Abb. 2.13a) wie auch auf den grossen Einfluss der Oberflächenzustandes bei den nichtrostenden Stählen aufmerksam (Abb. 2.13b) und schlägt vor, den kritischen Chloridgehalt als statistische Grösse zu behandeln (Abb. 2.14). Im Übrigen wird der geringe Unterschied zwischen den verschiedenen Stählen auf den Oberflächenzustand zurückgeführt.

Abschliessend ist darauf hinzuweisen, dass das RILEM TC 235-CTC "Corrosion initiating Chloride Threshold Concentrations in Concrete" seit 2008 an einem Sachstandbericht mit Empfehlungen für ein Prüfverfahren für die Bestimmung des kritischen Chloridgehaltes als Inputparameter für die Modellierung arbeitet (geplantes Ende 2012). Eine spezifische Prüfnorm für die Bestimmung des kritischen Chloridgehaltes bei nichtrostenden Stählen wird von der Arbeitsgruppe WG 3 des CEN TC 104 des European Committee for Iron and Steel Standardization (ECISS) erarbeitet. Hierzu liegen erste Entwürfe vor.

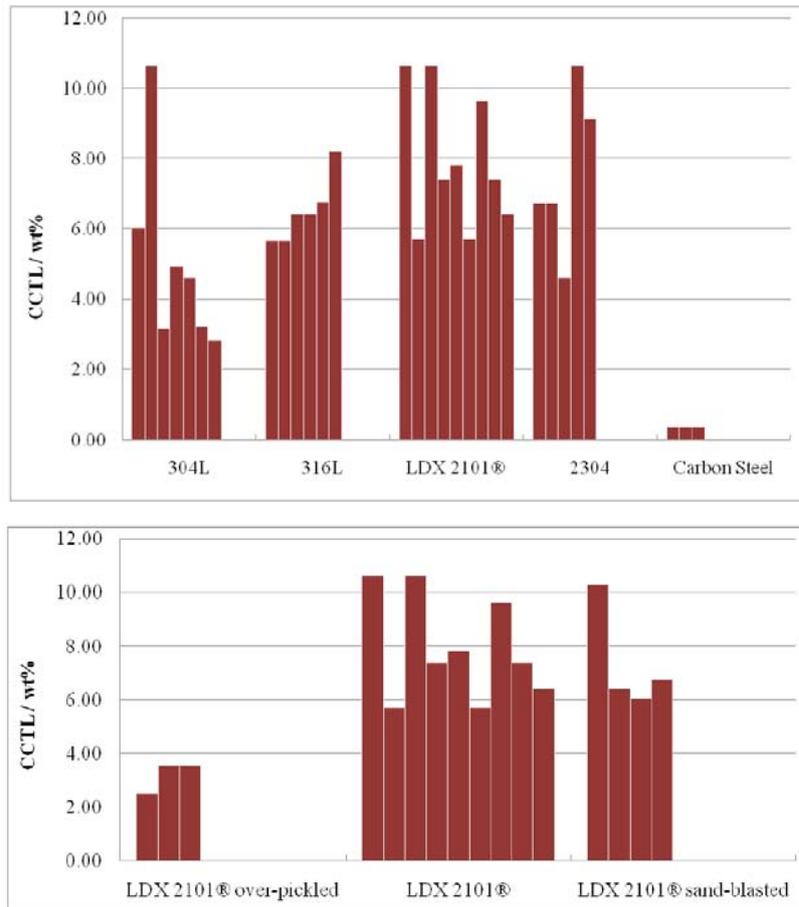


Abb. 2.13 a) Kritischer Chloridgehalt (CCTL) verschiedener Stähle (2304 = 1.4262)
 b) Einfluss des Oberflächenzustandes beim Stahl LDX 2101 (1.4162)

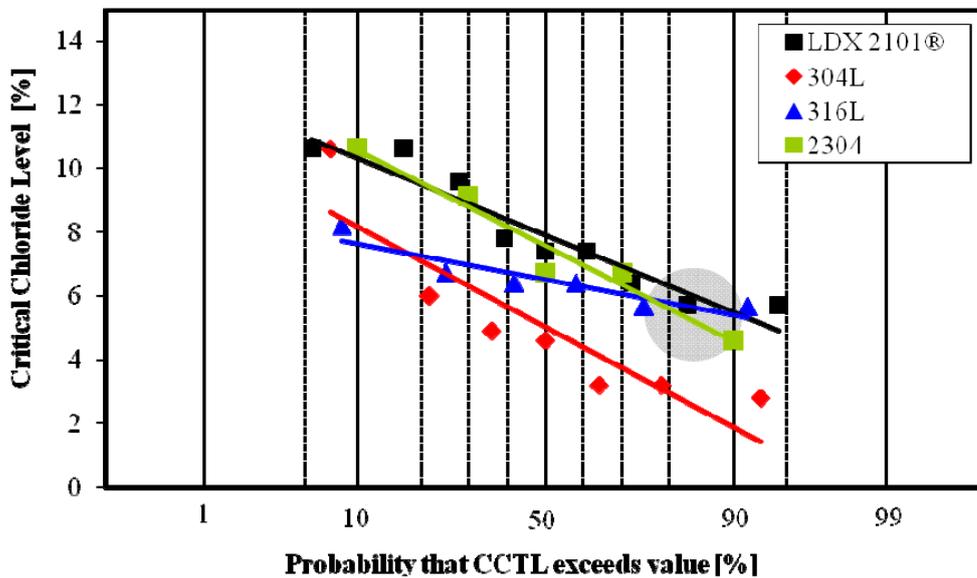


Abb. 2.14 Wahrscheinlichkeit des kritischen Chloridgehaltes für verschiedene Stähle, 1.4162 (LDX 2101) mit 21.5% Cr, 1.4306 (304L), 1.4404 (316L) und 1.4262 (2304) mit 23% Cr

2.3.3 Korrosionsbeständigkeit von nichtrostenden Stählen im karbonatisierten Beton

In einer früheren Arbeit wurden der Stand der Kenntnisse über die Korrosionsbeständigkeit von nichtrostenden Betonstählen im chloridfreien, aber karbonatisierten Beton zusammengefasst [Hunkeler 2000] (siehe Kap. 2.3.4). In den letzten Jahren gab es zwar noch verschiedene weitere Untersuchungen (z.B. [Bautista 2006, Serdar 2008]), diese brachten aber, mit Ausnahme der Arbeiten von einer koreanischen Forschergruppe am "Sustainable Building Research Center" der Hanyang University in Ansan, Korea, keine weiteren Erkenntnisse zur hier bearbeiteten Fragestellung. Die erwähnte Gruppe steht unter der Leitung von Prof. Tae und arbeitet mit der JFE Steel Corporation, Chiba, Japan, zusammen.

Die schon vorher genannte Gruppe von Prof. Tae ging im Sinne der Nachhaltigkeit neue Wege. Sie versuchte mit verschiedenen Prüfungen, den minimal notwendigen Chromgehalt von Chromstählen im chloridfreien und chloridhaltigen Beton zu ermitteln [Tae 2007]. Dabei kamen sie zum Schluss, dass der kritische Chromgehalt bei karbonatisiertem Beton bei etwa 5 bis 7 % liegt (Abb. 2.15). Für diese Untersuchungen verwendeten sie Probekörper mit den Abmessungen $100 \times 100 \times 380 \text{ mm}^3$ mit 4 Bewehrungsstäben ($\varnothing 13 \text{ mm}$, Oxidfilm/Walzhaut entfernt) und einer Überdeckung von 20 mm. Die Probekörper wurden zunächst während 5 Monaten bei $40 \text{ }^\circ\text{C}$, 65 % RL und einem CO_2 -Gehalt von 5 % über die Bewehrung hinaus schnell karbonatisiert (Tiefe: 30 – 35 mm). Danach folgte eine beschleunigte Korrosionsbehandlung mit 2-tägigen Trocken-Nass-Zyklen. Diese Behandlung mit 135 Zyklen dauerte 270 Tage. Der verwendete Beton wurde mit einem Zementgehalt von 285 kg/m^3 und einem w/z-Wert von 0.65 hergestellt.

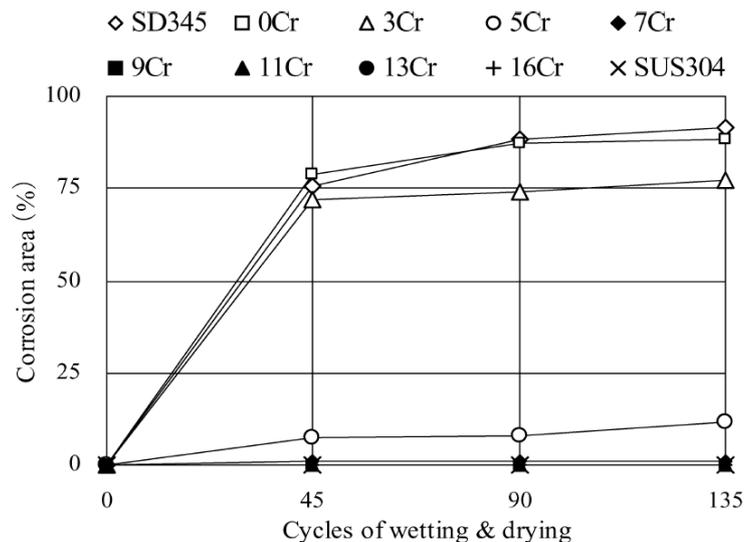


Abb. 2.15 Korrosion von verschiedenen Chromstählen in karbonatisiertem Beton (Überdeckung: 20 mm) [Tae 2007a]

Aus den bisherigen Untersuchungen ging hervor, dass auch wenig legierte nichtrostende Stähle im karbonatisierten, aber chloridfreien Beton beständig sind (abgesehen von allfälliger Spaltkorrosion, Schweißstellen oder anderen Schwachstellen). Arbeiten mit tief reichender Karbonatisierung des Betons und scharfen Versuchsbedingungen wurden bisher kaum durchgeführt. Diesem Aspekt wurde in der nachfolgend erläuterten Arbeit besondere Beachtung geschenkt.

In einer umfangreichen Arbeit wurde der Korrosionswiderstand des nichtrostenden Betonstahls Top12 in karbonatisiertem Normal-, Leicht- und Recyclingbeton im Vergleich zu einem normalen Betonstahl untersucht [Hunkeler 2010a,b]. Die mit der Schnellkarbonatisierung erzeugten Korrosionsbedingungen sind als sehr scharf zu beurteilen, da dadurch der pH-Wert des Porenwassers deutlich stärker absinkt, als dies bei normalen CO_2 -Gehalten der Fall wäre.

Die Potenziale des Betonstahls sind bei allen Messbedingungen deutlich negativer als jene vom Top12 (Abb. 2.16). Die Potenzialdifferenz zwischen Betonstahl und Top12

nimmt mit negativer werdendem Potenzial des Betonstahls zu. Daraus kann geschlossen werden, dass, sobald die Bedingungen für Korrosion erfüllt sind (Karbonatisierung auf Höhe Bewehrung), der Betonstahl stärker korrodieren dürfte als der Top12.

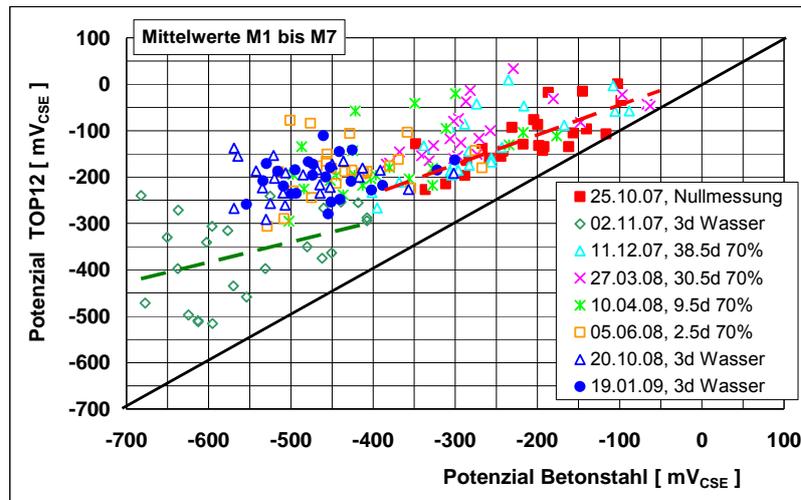


Abb. 2.16 Korrosionspotenzial Top12 vs. Potenzial Betonstahl

Die Messungen zeigten, dass die aus dem gemessenen Makroelementstrom berechneten Korrosionsabtragsraten (hier kurz Abtragsrate genannt) am normalen Betonstahl stark von der Betonmischung und der Wassersättigung des Betons und deutlich weniger von der Überdeckung abhängig waren (Abb. 2.17). Bei Versuchsende betragen die Abtragsraten bei einer Überdeckung von 10 mm bis 30 $\mu\text{m}/\text{Jahr}$, bei einer Überdeckung von 30 mm bis etwa 20 $\mu\text{m}/\text{Jahr}$. Am Top12 trat, abgesehen von Einzelwerten, praktisch keine Korrosion auf.

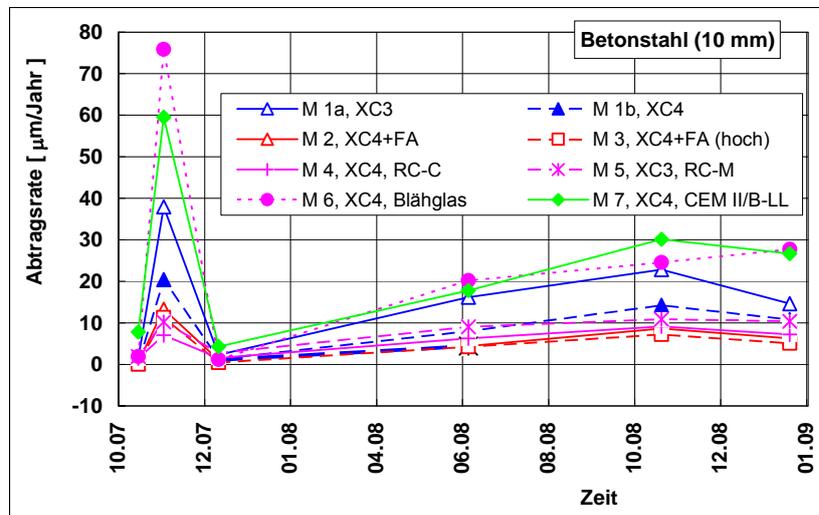


Abb. 2.17 Zeitlicher Verlauf des Korrosionsabtrags (Mittelwerte über die Stäbe mit einer Betondeckung von 10 mm)

In der Abb. 2.18 ist die bei unterschiedlichen Feuchtigkeitszuständen ermittelte Abtragsrate am Betonstahl in Abhängigkeit vom Korrosionspotenzial und vom spezifischen elektrischen Betonwiderstand dargestellt. Unter nassen Bedingungen bzw. bei kleinen spezifischen elektrischen Betonwiderständen können Abtragsraten bis weit über 10 $\mu\text{m}/\text{Jahr}$ auftreten. Schon nach kurzer Zeit können damit die Bedingungen für Rissbildungen und Abplatzungen erfüllt sein. Die Abtragsraten beim Top12 (ungeschweisst und geschweisst) sind demgegenüber sehr viel niedriger und liegen, abgesehen von den Anfangswerten, unter 1 bis 2 $\mu\text{m}/\text{Jahr}$.

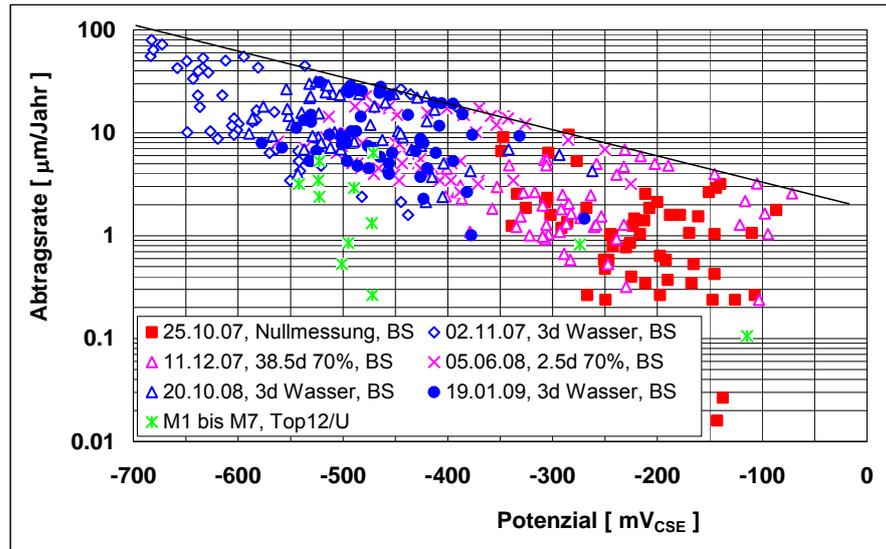


Abb. 2.18 Abtragsrate in Abhängigkeit vom Potenzial bei den Probekörper M1 bis M7 (Betonstahl und Top12 ungeschweisst, Top12/U)

Die visuelle Begutachtung und die mikroskopische Untersuchung der Oberfläche der nach Versuchsende ausgebauten Stahlstäbe ergab ein klares Ergebnis (Abb. 2.19). Beim normalen Betonstahl war fast die gesamte Oberfläche angegriffen. Im Vergleich dazu zeigte der Top12 nur einige wenige Rostflecken. Die Rostschicht auf dem Betonstahl war zudem erheblich dicker. Generell wurde die Aussenseite der Stäbe (gegen die Betonoberfläche hin) stärker angegriffen als die Innenseite. Punktschweißungen hatten keinen erkennbaren Einfluss auf die Korrosionsbeständigkeit des Top12.



Abb. 2.19 Zustand der Oberfläche der Stahlstäbe nach dem Ausbau und Abbeizen der vorhandenen Rostschichten: erhebliche Korrosionsspuren am normalen Betonstahl (links) und kein sichtbarer Korrosionsangriff auf den nichtrostenden Stahl Top12 (rechts).

Zusammenfassend ergaben die Untersuchungen Folgendes:

- Erwartungsgemäss zeigten die verschiedenen Betonmischungen ein unterschiedliches Karbonatisierungsverhalten. Betone mit porösen Gesteinskörnungen (Mischabbruch- bzw. Mischgranulat, Blähglas) karbonatisieren sehr rasch, wenn sie zeitweise austrocknen können.
- Unter der harten Korrosionsbelastung (stark karbonatisierter Beton mit niedrigem pH-Wert, hohe Betonfeuchtigkeit) zeigte der Top12 wohl teilweise eine leichte oberflächliche Korrosion, in keinem Fall aber eigentliche Korrosionsangriffe. Im Gegensatz dazu korrodierte der Betonstahl ganz erheblich. Diese Ergebnisse decken sich mit den Untersuchungen von [Nürnberger 1999].
- Die Untersuchungen lassen den Schluss zu, dass der Top12 ohne Einschränkung hinsichtlich Betonzusammensetzung (und damit auch für Beton mit Recyclingmaterialien) oder üblichen Rissbreiten (bis 0.5 mm) im Hochbau eingesetzt werden kann. Damit ist eine Reduktion der Anforderungen an die Betondeckung und/oder an die Betonqualität bei unveränderter Nutzungsdauer möglich. Diese Möglichkeit wird mit

dem zurzeit bearbeiteten Merkblatt 2029 des SIA „Nichtrostender Betonstahl“ auch auf der Normenebene zugelassen.

2.3.4 Korrosionsbeständigkeit von nichtrostenden Stählen im chloridhaltigen Beton

Vor rund 10 Jahren wurden die Ergebnisse von Untersuchungen zur Korrosionsbeständigkeit von verschiedenen Betonstahlsorten (normal, verzinkt, nichtrostend, epoxidharzbeschichtet) in einer umfassenden Arbeit ausgewertet [Hunkeler 2000]. Die Abb. 2.20 zeigt das Ergebnis. Die Beständigkeit der nichtrostenden Stähle ist in den Tabellen 2.3 und 2.4 detaillierter aufgeschlüsselt. Es ist offensichtlich, dass die Karbonatisierung des Betons, die mit einer Absenkung des pH-Wertes des Betonporenwassers verbunden ist, die Chloridkorrosion verschärft.

Tabelle Z.1: Übersicht über den Einsatz von nichtrostenden Bewehrungsstählen bei höchst beanspruchten Betonbauteilen mit einer Überdeckung der Bewehrung über etwa 30 mm im Vergleich zu anderen Bewehrungsarten. Mögliche Stahlsorten: s. **Tabelle Z.2**.

BK: Korrosionsbeständigkeitsklasse

WS: Wirksumme

Beurteilung: + geeignet – nicht geeignet

Beurteilung in Klammern: Beurteilung unsicher

Anmerkung:

Die Fussnoten und die weiteren Hinweise in den Kap. 4.3 und 4.4 sind unbedingt zu beachten!

Werkstoff für Bewehrung	WS 1)	BK	Karbonatisierter Beton					
			Nein	Ja	Nein	Ja	Ja 2)	Ja 2)
			Chloridgehalt 3)					
			Null	Null	Tief	Tief	Mittel	Hoch
Normaler Betonstahl	0	0	+	–	+/-	(–)	–	–
Epoxidharzbeschichteter Stahl	0	?	4)					
Verzinkter Stahl	0	0/1	+	+	(+)	–	–	–
Chromstähle 5)	10-16	1	+	+	+	(+/-)	(+/-)	–
Chrom-Nickel-Stähle und Chrom-Nickel-Molybdän-Stähle	17-22	2	+	+	+	+	+	(+)
Chrom-Nickel-Molybdän-Stähle	23-30	3	+	+	+	+	+	+
Chrom-Nickel-Molybdän-Stähle	>31	4	Für Spezialfälle z.B.: - Sehr hoher Chloridgehalt - Hoher Chloridgehalt und weitere ungünstige Umstände					

1) WS: Wirksumme berechnet mit: $WS = \%Cr + 3.3\%Mo + 0\%N$.

Für die Berechnung wurde der minimale Gehalt an Chrom und Molybdän gemäss Norm EN 10088 und Stahlschlüssel eingesetzt. Der Stickstoffgehalt wurde nicht berücksichtigt.

2) Einfluss des Chloridgehaltes dominiert, untergeordnete Bedeutung der Karbonatisierung, da Karbonatisierungsgeschwindigkeit klein oder Überdeckung der Bewehrung gross.

3) **Chloridgehalt:** tief: ≤ 0.6 M.% bezogen auf den Zementgehalt
mittel: ≥ 0.6 , aber ≤ 1.5 M.% bezogen auf den Zementgehalt
hoch: ≥ 1.5 , aber ≤ 5 M.% bezogen auf den Zementgehalt
sehr hoch: > 5 M.% bezogen auf den Zementgehalt

4) Die Beurteilung ist unsicher/kontrovers. Vergleichende Betrachtung und Bewertung siehe **Kap. 4.7**.

5) Die Lochfrassanfälligkeit der Chromstähle mit einem tiefen Chromgehalt nimmt mit abnehmendem pH-Wert stark zu. Je nach Überdeckung spielt daher die Karbonatisierung des Betons eine mehr oder weniger wichtige Rolle.

Abb. 2.20 Zusammenfassung der Auswertung der Literatur (Stand Mai 2000)
[Hunkeler 2000]

Tab. 2.3 Korrosionsbeständigkeit von Betonstahl, einem 12%Cr-Stahl (1.4003) und einem CrNiMo-Stahl (1.4571) im ungeschweissten und geschweissten Zustand im alkalischen und karbonatisierten Normal- und Leichtbeton mit und ohne Chloride (in Massenprozent bezogen auf den Beton) [Nürnberger 1996].

Stahl	Beton	Normalbeton				Leichtbeton	
		alkalisch			Karb.	karbonatisiert	
	Cl ⁻ , M.%/B.	0	0.12	0.30	0	0	0.3-0.7
unlegiert	ungeschweisst						
	geschweisst						
Ferritischer 12Cr	ungeschweisst.						
	geschweisst						
Aust. CrN-Mo 17-12-2	ungeschweisst.						
	geschweisst						

Korrosion	nein	mittel	stark	sehr stark

Tab. 2.4 Korrosionsbeständigkeit von Betonstahl, einem 12%Cr-Stahl (1.4003) und einem CrNiMo-Stahl (1.4571) im ungeschweissten und geschweissten Zustand im alkalischen und karbonatisierten Normal- und Leichtbeton mit und ohne Chloride (in Massenprozent bezogen auf den Beton) [Nürnberger 1996]

Stahl	Beton	alkalisch					karbonatisiert		
	Cl ⁻ , M.%/Z.	0	1	2	4	6	0	2	4
C-Stahl	N	U40%, C, sP	P, C	U70%, P	U100 %	U100 %	U100%	U100%, P	
1.4307, AISI 304 L	N	N	N	N	N	N	N	N	
1.4404, AISI 316 L	N	N	N	N	N	N	N	N	
1.4016, AISI 410	N	C, P	C, P	C, P	C, P	C	C, P	C, P	
1.4006, AISI 430	N	N		N	N	N	N	P	

In den letzten 10 Jahren wurden vorab in Kanada und den USA Untersuchungen zur Korrosionsbeständigkeit von nichtrostenden Stählen durchgeführt. Wie schon erwähnt, bestand das Ziel häufig im Vergleich von kostengünstigen nichtrostenden Stählen mit etablierten Qualitäten. Des Weiteren wurde begonnen, vermehrt auch das Langzeitverhalten unter Praxisbedingungen zu evaluieren [Hart 2007].

Mehrheitlich ergab sich bei den Untersuchungen ein Ranking, wie es auf Grund der Wirksumme erwartet werden konnte (z.B. [Zhang 2009]). Stellvertretend sind nachfolgend nur einige ausgewählte Resultate erläutert.

In einer vergleichenden Studie [Clemeña 2004] über das Korrosionsverhalten von verschiedenen Betonstählen (Tabelle 2.5) wurden zweilagig bewehrte Probekörper verwendet (Abb. 2.21). Die Betonstähle wurden in geradem und gebogenem Zustand und teilweise mit künstlich angebrachten Verletzungen geprüft. Bei den Stählen Nr. 5, 6, 7 und 10 handelt sich um experimentelle Versuchsmaterialien.

Die Probekörper wurden mit einem Beton mit 390 k/m³ Zement und einem w/z-Wert von 0.50 hergestellt. Diese wurde von oben mit gesättigter NaCl-Lösung beaufschlagt (Zyklen: 3 Tage nass, 4 Tage trocken). Dabei wurden das Korrosionspotenzial und der Korrosionsstrom zwischen der oberen exponierten und der unteren Bewehrungslage gemessen. Die Versuche dauerten teilweise über 3 Jahre. Aus dem Verlauf des Potenzials und des Korrosionsstroms konnte die Initiierungszeit bis zur Korrosion bestimmt werden.

Die Ergebnisse dieser Untersuchung sind in der Tabelle 2.5 zusammengestellt. Auffallend ist, dass sich der Microcomposite Stahl mit 9 % Cr besser verhält als der Lean Duplex mit 21 % Cr. Am besten verhalten sich die höher legierten Stähle.

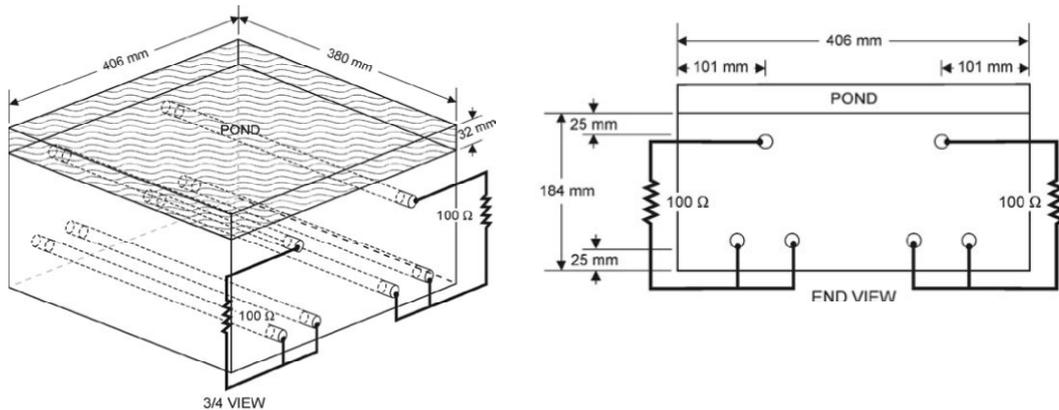


Abb. 2.21 Probekörper mit der Lage der oberen exponierten und unteren Bewehrung [Clemeña 2004]

Tab. 2.5 Ranking von verschiedenen Stählen hinsichtlich Zeit bis zu Korrosionsbeginn und kritischem Chloridgehalt [Clemeña 2004]. Die in der Publikationen angegebenen Chloridgehalte in ppm wurde mit dem Faktor 6.15 auf M.%/Zem. umgerechnet

	Betonstahl	Initiierungszeit, Tage	kritischer Chloridgehalt, M.%/Z	Verhältnis krit. Chloridgehalt
1	C-Stahl	90 bis 95	0.28 bis 0.36	1.0
2	Lean Duplex-Stahl mit 21% Cr (EN 1.4162)	144 bis 147	0.94 bis 0.96	2.6 bis 3.4
3	Microcomposite Stahl (MMFX) mit 9% Cr	244 bis 247	1.66 bis 1.68	4.7 bis 6.0
4	normaler Betonstahl mit Ummantelung (Dicke 1.08 mm) aus 316L (EN 1.4404) mit Schnitt im Mantel (Länge: 25 mm, Breite: 1 mm)	392 bis 413	2.32 bis 2.39	6.5 bis 8.5
5	verzinkter und epoxidharzbeschichteter Stahl mit Schnitt durch beide Schichten	532 bis 554	2.74 bis 2.80	7.7 bis 10.0
6	verzinkter und epoxidharzbeschichteter Stahl mit Schnitt durch die Epoxidharzschicht	>899	>3.47	>9.8 bis 12.4
7	verzinkter und epoxidharzbeschichteter Stahl ohne Verletzungen	>899	>3.47	>9.8 bis 12.4
8	normaler Betonstahl mit Ummantelung (Dicke 1.08 mm) aus 316L (EN 1.4404) mit 3 künstlichen Lochern (D = 0.5 mm)	>1299	>3.98	>11.2 bis 14.2
9	normaler Betonstahl mit Ummantelung (Dicke 1.08 mm) aus 316L (EN 1.4404) ohne Verletzungen	>1299	>3.98	>11.2 bis 14.2
10	304 mit aufgeschweissten Rippen aus 304 (EN 1.4301)	>1299	>3.98	>11.2 bis 14.2
11	316LN (1.4406)	>1299	>3.98	>11.2 bis 14.2

Im Kapitel 2.3.3 wurden die Arbeiten der Gruppe von Prof. Tae erläutert. Die gleichen Versuche wie mit karbonatisiertem Beton führte diese Gruppe auch mit chloridhaltigen Probekörpern durch (Zugabe der Chloride zum Anmachwasser). Dabei stellten sie im Übrigen fest, dass die Karbonatisierung kaum vom Chloridgehalt abhängig war.

In Abb. 2.22 sind die Ergebnisse mit den chloridhaltigen Probekörpern dargestellt [Tae 2002, 2007a]. Die Autoren schlossen daraus, dass bei einer kombinierten Belastung durch Karbonatisierung und Chloride der Mindestchromgehalt zwischen 7 und 9 % liegt, sofern der Chloridgehalt 1.2 bzw. 2.4 kg/m³ bzw. 0.42 und 0.84 M.%/Z nicht übersteigt. Diese Schlussfolgerungen sind kritisch zu beurteilen, da sich bekanntlich die Art des Eintrags der Chloride ganz wesentlich auf das Ergebnis auswirkt [Hunkeler 1994].

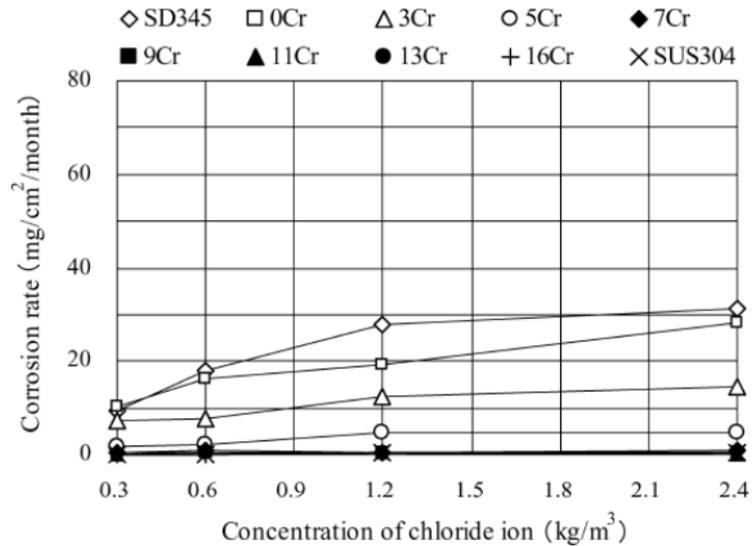


Abb. 2.22 Korrosionsgeschwindigkeit in Abhängigkeit vom Chloridgehalt bei gleichzeitig karbonatisiertem Beton [Tae 2007a]
Chloridgehalt [M.%/Z.] $\cong 8 \times$ Chloridgehalt [kg/m³]

Die Ergebnisse der Untersuchungen zum Einfluss der Karbonatisierung und von Schweissungen auf den kritischen Chloridgehalt von Hartt et al. [Hartt 2004] sind in Abb. 2.23 gezeigt. Daraus geht hervor, dass der Einfluss von Schweissungen erheblich stärker ist (vorab beim austenitischen Stahl SS 316) als jener der Karbonatisierung (siehe auch Abb. 2.12).

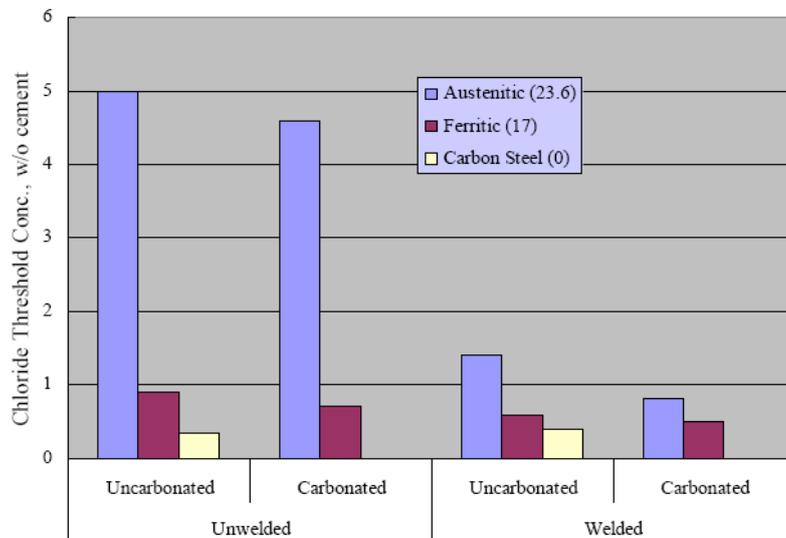


Abb. 2.23 Kritischer Chloridgehalt von geschweissten und ungeschweissten Stählen im karbonatisierten und unkarbonatisierten Mörtel [Hartt 2004, Crit Lit Rev]. Die Zahlen in den Klammern geben die Wirksumme an

In einer kürzlich publizierten Arbeit haben Elsener et al. [Elsener 2011] das Lochfrasspotenzial von verschiedenen Stählen in Abhängigkeit des Chloridgehaltes und des pH-Wertes der Lösung bestimmt (Abb. 2.24). Der starke Einfluss des pH-Wertes ist gut erkennbar. Der CrMn-Stahl verhält sich besser als der Stahl 1.4401. Die Erklärung hierfür konnte in der Zusammensetzung der Passivschicht bzw. in der Anreicherung von Chrom, Molybdän und Nickel (falls als Legierungselement vorhanden) gefunden werden.

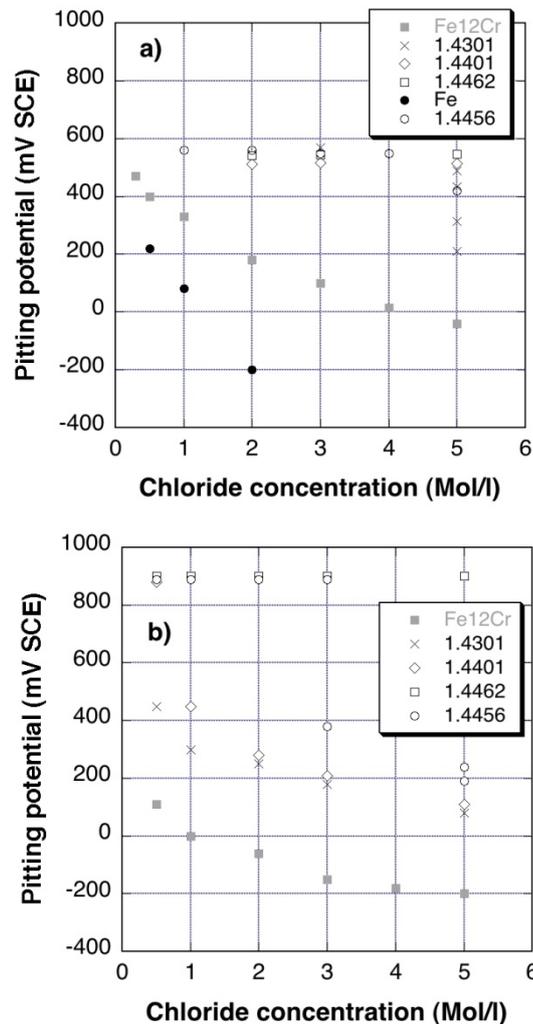


Abb. 2.24 Abhängigkeit des Lochfrasspotenzials vom Chloridgehalt bei unterschiedlichem pH-Wert der Lösung. a) pH 13; b) pH 9 [Elsener 2011]

Im Rahmen des dreijährigen europäischen Projektes ARCHES (Assessment and Rehabilitation of Central European Highway Structures, Start im Sept. 2006) wurden in der WP 3 "Prevention of Corrosion" Laborversuche in Lösungen und mit Betonprüfkörpern durchgeführt [Arches 2008, 2010]. Daraus wurden die in der Tabelle (Abb. 2.25) gezeigten Empfehlungen für die Anwendung abgeleitet. Der Stahl 204Cu ist ein austenitischer Chrom-Mangan-Stahl und wurde von UGITECH geliefert. Gemäss [Arches 2008] enthält dieser Stahl 7-13 % Cr, 8-10 % Mn (6.5-9.0) und 0.25 % N (Festigkeit) sowie Cu, aber wenig Ni (<3 %). Dieser Stahl entspricht heute dem Stahl EN 1.4597. Die Angaben weichen aber von den Normanforderungen an den Stahl 1.4597 teilweise erheblich ab. Der Stahl SS 2205 entspricht dem Stahl EN 1.4462. Dieser ist ebenso wie der Stahl 1.4362 (EN 1.4362) ein Duplex-Stahl.

Insgesamt entspricht die Beurteilung im Wesentlichen jener der Tabelle in Abb. 2.20 (oben) aus dem Bericht von Hunkeler et al. aus dem Jahre 2000 [Hunkeler 2000]. So wurden auch die Chloridgehaltsklassen übernommen.

Chloride content *	Carbon ation **	TOP12	204Cu	AISI 304	AISI 304L	SAE/UNS S32205	UGI GRIP 4362	AISI 316 ***
low	NO	✓✓	✓✓	✓	✓			✓
	YES	x	✓✓	✓	✓	#	#	✓✓
middle	NO	x	x/✓	✓✓	✓✓			✓✓
	YES	x	x/✓	✓✓	✓✓	#	#	✓✓
high	NO	x	x	x/✓	x/✓	✓✓	✓✓	x/✓
	YES	x	x	x/✓	x/✓	✓✓	✓✓	x/✓
very high	NO	x	x	x	x	✓✓	✓✓	x
	YES	x	x	x	x	✓✓	✓✓	x

x – not recommended, ✓ – recommended, ✓✓ – highly recommended.

x/✓ – the use depends on planned life span of the building, # – unnecessary

* Chloride content: - low ≤ 0.6 wt. % in respect to cement content
- middle > 0.6, but ≤ 1.5 wt. % in respect to cement content
- high > 1.5, but ≤ 5 wt. % in respect to cement content
- very high > 5 wt. % in respect to cement content

** As defined by phenolphthalein solution.

*** AISI 316 steel type was not included in ARCHES tests, but it is probably world most studied and most frequently used CrNiMo stainless steel in the construction field.

Abb. 2.25 Empfehlungen für den Einsatz von nichtrostenden Stählen unter Berücksichtigung des Chloridgehaltes und der Karbonatisierung des Betons [Arches 2010]

Das fib-Bulletin 49 "Corrosion protection of reinforcing steels" [fib 2009] enthält eine zusammenfassende Darstellung über nichtrostende Stähle. Die gemachten Empfehlungen sind aber wenig differenziert.

Zusammenfassend kann Folgendes festhalten werden:

- Seit dem Jahre 2000 sind vermehrt kostengünstigere nichtrostende Stähle untersucht und auf den Markt gebracht worden.
- Die Korrosionsbeständigkeit von nichtrostenden Stählen ist sehr unterschiedlich. Sie ist wesentlich von der Zusammensetzung des Stahls, aber auch vom pH-Wert des Betonporenwassers abhängig.
- Die Wirksumme kann als grober Indikator verwendet werden. Die Berechnung der Wirksumme ist nicht einheitlich. Es können die Minimalwerte oder die Mittelwerte der Zusammensetzung verwendet werden. Die Berücksichtigung des Stickstoffgehalts wird sehr unterschiedlich gehandhabt.

In einem Feldversuch an der A13 oberhalb von Mesocco wurde im Rahmen eines KTI-Projektes das Korrosionsverhalten von nichtrostenden Stählen, insbesondere vom Top12 der Swiss Steel AG, untersucht [Schiegg 2004]. Dazu wurde ein grosser Betonbalken, (100 x 30 x 20 cm) instrumentiert mit Stahlproben aus normalem Betonstahl, Top12, nichtrostendem Betonstahl 1.4462 und einem rückseitigen Bewehrungsnetz, während drei Jahren dem Spritzwasser der Fahrzeuge ausgesetzt. Nach der Versuchszeit wurden die Proben ausgebaut und der Korrosionsgrad inklusive Gewichtsverlust bestimmt.

Abb. 2.26 zeigt die Potenzialentwicklung von drei Proben mit unterschiedlicher Stahlqualität. Am markanten Potenzialabfall ist erkennbar, dass der normale Betonstahl während dem ersten Winter aktiviert wird. Vor der stabilen Initiierung vom Top12 sind diverse Aktivierungs- und Repassivierungsprozesse sichtbar, die vermutlich von der Walzhaut verursacht werden. Das Potenzial des Duplex-Stahls bleibt während der gesamten Versuchsdauer praktisch stabil und lässt auf passiven Zustand schliessen.

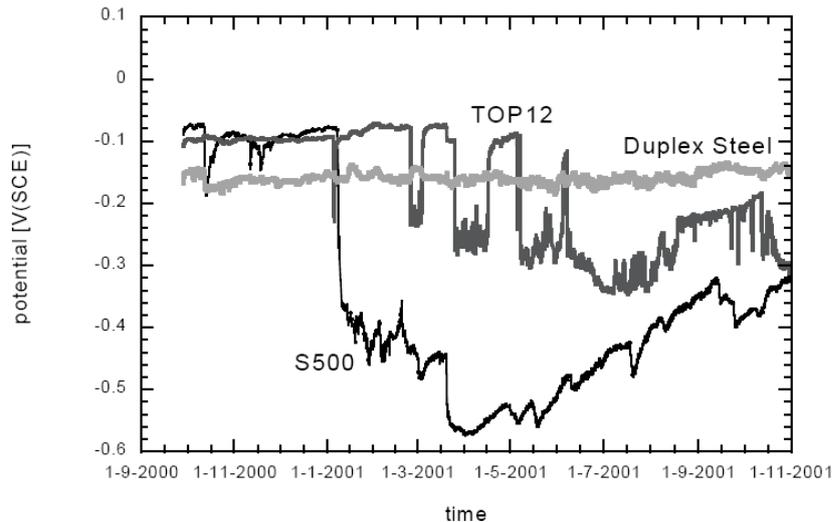


Abb. 2.26 Potenzialverlauf von isolierten Betonstahlproben in einem spritzwasserbeaufschlagten Betonbalken an der A13, Galerie Cianca Presella [Schiegg 2004]

Neben dem Korrosionspotenzial wurde auch der Korrosionsstrom (Makroelementstrom zwischen den Stahlproben und dem rückseitigen Bewehrungsnetz) gemessen. Abb. 2.27 zeigt den aus dem Korrosionsstrom berechneten, integralen Masseverlust über die Zeit. Der Korrosionsfortschritt ist beim unlegierten Betonstahl deutlich grösser als beim Top12. Es muss jedoch beachtet werden, dass die effektive Abtragtiefe aus den Daten nicht bestimmt werden kann, da die korrodierende Fläche (Anode) nicht bekannt ist. Aus diesem Grund wurden die Proben nach Versuchsende ausgebaut.

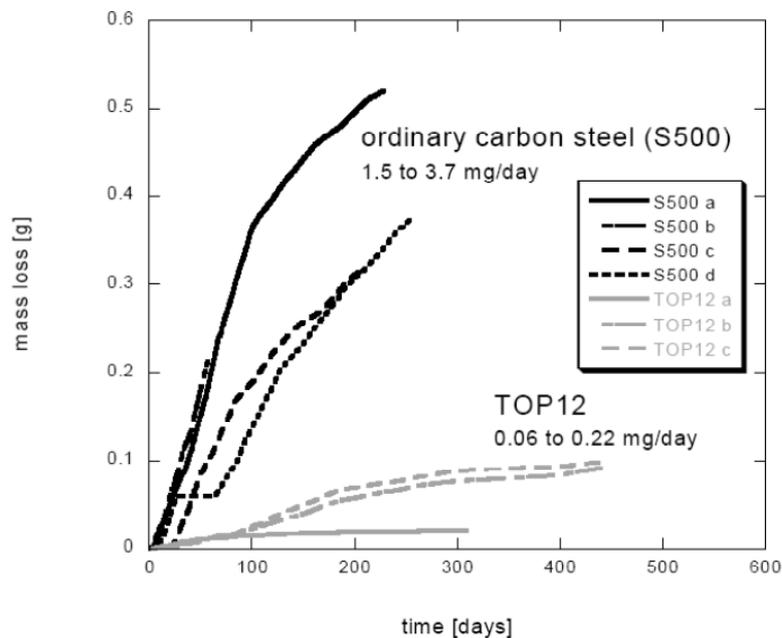


Abb. 2.27 Masseverlust von normalem Betonstahl und Top12 [Schiegg 2004]

Die detaillierte Untersuchung der ausgebauten Stahlproben hat ergeben, dass die Angriffe sowohl am normalen Betonstahl wie auch am Top12 sehr inhomogen waren, wie dies für Lochkorrosion typisch ist. Beim unlegierten Stahl waren die Angriffe eher muldenförmig, während sich die Angriffe am nichtrostenden Stahl auf kleinerer Fläche konzentrierten. Die resultierenden Abtragstiefen waren für beide Stahlsorten jedoch vergleichbar. Die stärkere Lokalisierung der Lochkorrosion an nichtrostenden Stählen wurde mit der geringeren Spannungsdifferenz aktiv/passiv und der schlechteren Löslichkeit der Korrosionsprodukte mit Chromverbindungen erklärt. Es wurde gefolgert, dass der totale Mas-

severlust am normalen Betonstahl zwar grösser, der Korrosionsprozess bei nichtrostenden Betonstählen dafür stärker lokalisiert ist und sich vermehrt in die Tiefe, statt seitlich ausbreitet. Dies kann auf einen pH-Abfall im Bereich der Lochfrassstelle (Hydrolyse der Eisenionen) und einer schlechteren Säurebeständigkeit des Passivfilms auf der Oberfläche des normalen Betonstahls zurückgeführt werden. Dadurch entsteht eine eher muldenförmige Korrosion (Abb. 2.28).

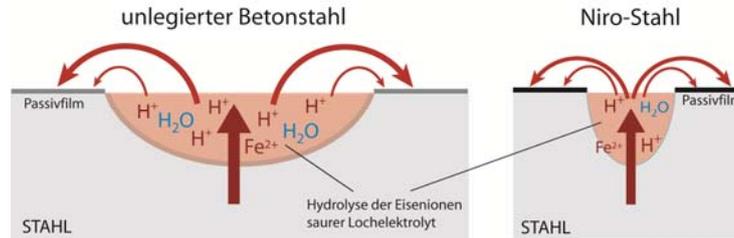


Abb. 2.28 Typische Ausbildung von Lochfrassstellen bei normalem und nichtrostendem Betonstahl [Schiegg 2004]

2.3.5 Korrosionsbeständigkeit von nichtrostenden Stählen im gerissenen Beton

Risse in Stahlbetonbauteilen haben in vielen Fällen keine negativen Auswirkungen auf die Dauerhaftigkeit eines Bauwerks innerhalb der vorgesehenen Nutzungsdauer. Es gibt jedoch Fälle, wo grössere Mengen Schadstoffe in die Risse eindringen und bereits nach kurzer Zeit beträchtliche Korrosionsschäden an der Bewehrung verursachen.

Der Einfluss von Rissen auf die Dauerhaftigkeit ist ein kontrovers diskutiertes Thema. Insbesondere bei der Frage des Zusammenhangs zwischen Rissbreite und Korrosion sind z.T. keine übereinstimmenden Forschungsergebnisse vorhanden.

Der Zeitpunkt der Rissbildung wird häufig überschätzt. Abb. 2.29 zeigt auf einer Zeitskala typische Zeitabschnitte, in der sich bestimmte Risse ausbilden. Daraus geht hervor, dass Längs- und Verbundrisse infolge plastischer Setzungen des Frischbetons und Oberflächenrisse durch Fröhschwinden (zu rasche Austrocknung der Betonoberfläche) innerhalb weniger Stunden auftreten können. Trennrisse durch thermische Zwängungen oder Langzeit-Schwinden treten häufig nach wenigen Wochen bis Monaten auf. Demgegenüber dauert es bis zur inneren Rissbildung infolge AAR mehrere Jahre.

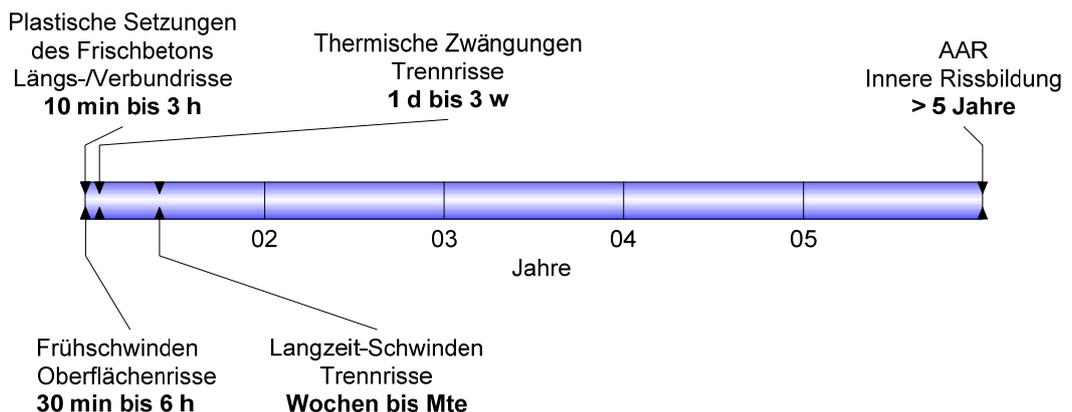


Abb. 2.29 Typische Zeitdauern bis zur Ausbildung von Rissen unterschiedlicher Art

Abb. 2.30 zeigt eine Übersicht über die vielfältigen Einflüsse auf die Bedeutung von Rissen für die Dichtigkeit von Stahlbetonkonstruktionen und die Korrosion der Bewehrung. Die wichtigsten Einflussfaktoren sind die Rissart, der Einfluss der Selbstheilung von Rissen, die Betonqualität und die Exposition bezüglich Beaufschlagung mit Schadstoffen.

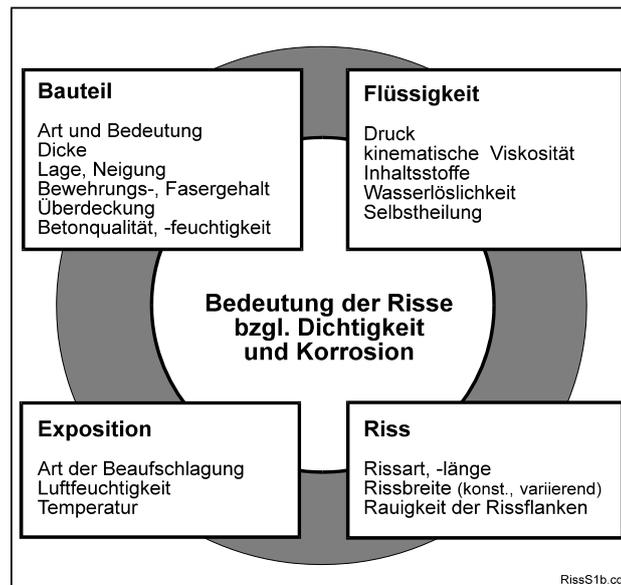


Abb. 2.30 Übersicht über die Faktoren, welche die Auswirkung und Bedeutung von Rissen beeinflussen [Hunkeler 1996]

Einfluss von Rissen auf die Dichtigkeit

Die Frage der Rissbeschränkung und die Frage der Auswirkung von Rissen auf die Dichtigkeit sind bei vielen Stahlbetonbauten von zentraler Bedeutung. In Deutschland haben diese Fragen im Zusammenhang mit Auffangwannen aus Stahlbeton als Sekundärbarrieren bei einem Schaden an Behältern mit umweltgefährdenden Flüssigkeiten eine intensive Forschung auf diesem Gebiet ausgelöst. Die Ergebnisse flossen in die „Richtlinie für den Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen“ des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton ein. In der Schweiz erhielten diese Fragen z.B. beim AlpTransit, u.a. wegen den Anforderungen an die maximale Luftfeuchtigkeit im Tunnel, einen erhöhten Stellenwert. Die Abb. 2.31 gibt eine Übersicht über die riss- und porositätsbedingte Durchlässigkeit von Beton.

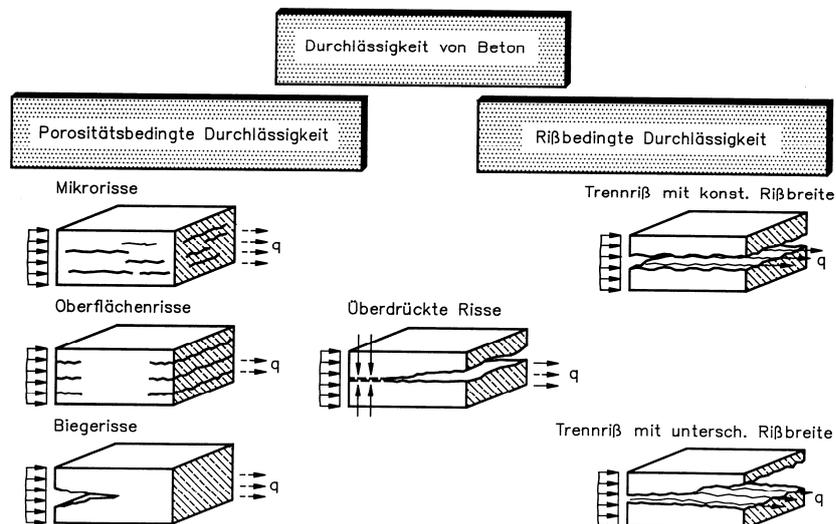


Abb. 2.31 Riss- und porositätsbedingte Durchlässigkeit von gerissenem Beton [Edvardsen 1996]

Bei der Beurteilung der Durchlässigkeit von Betonbauten ist Rissart, -verlauf, -tiefe und -breite von Bedeutung. Bez. Dichtigkeit ist zwischen den folgenden Rissarten zu unterscheiden:

- Mikro-, Oberflächen- und Biegerisse
- Trennrisse.

Für die Dichtigkeit von Betonbauten sind insbesondere Trennrisse wichtig, da sie eigentliche Undichtigkeiten darstellen. Der Flüssigkeitstransport in einem teilgerissenen Bauteil ist durch den Transport im Biegeriss und dem kapillaren Saugen in der Druckzone geprägt ist, während bei Trennrissen ein hydraulisches Druckgefälle für den Transport im Riss verantwortlich ist. Die Fließgeschwindigkeit im Biegeriss ist deutlich kleiner als im Trennriss. Allerdings hat der Feuchtegehalt im ungerissenen Beton einen grossen Einfluss auf den Flüssigkeitstransport im Biegeriss, was für den Trennriss nur bedingt zutrifft.

Selbsteilung von Rissen

Die Erfahrung zeigt, dass der Wasserfluss durch Risse unter günstigen Umständen zu deren Zusinterung oder zur Selbstheilung führen kann. Die wichtigste Ursache der Selbstheilung stellen die sich im Riss bildenden Kalkausscheidungen (CaCO_3) aus dem Wasser dar. Diese Kalksteinbildung ist jedoch nicht mit der Karbonatisierung des Zementsteins zu verwechseln. Mit zunehmendem Druckgradienten und zunehmender Rissbreite wird die Wahrscheinlichkeit der Selbstheilung kleiner. Die Abnahme des Wasserdurchflusses als Funktion der Zeit ist aus Abb. 2.32 ersichtlich. Der zeitliche Verlauf der Selbstheilung folgt einer abklingenden, hyperbelartigen Kurve. Charakteristisch ist dabei, dass die grösste Reduktion des Wasserdurchtritts innerhalb der ersten paar Tage stattfindet. Danach geht die Selbstheilungsrate gegen Null, d.h. die Durchflusskurven verhalten sich asymptotisch (Abb. 2.29)

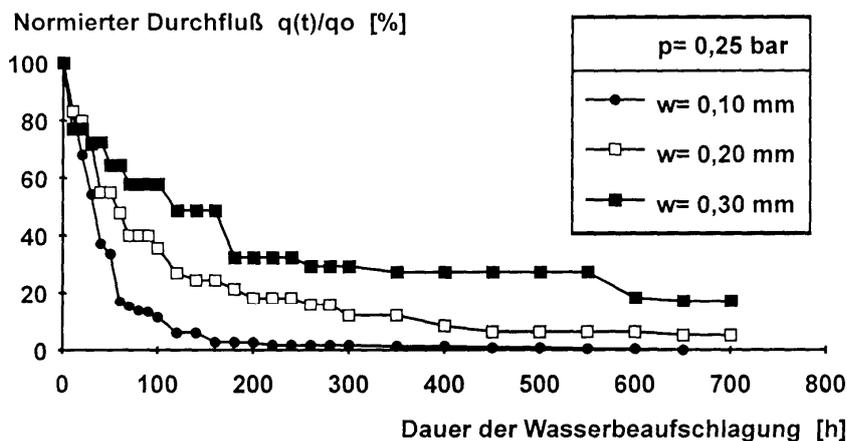


Abb. 2.32 Normierter Durchfluss $q(t)/q_0$ für verschiedene Rissbreiten [Edvardsen 1996]

Mechanismus der Korrosion im gerissenen Beton

Risse im Beton sind aus korrosionstechnischer Sicht von besonderem Interesse. Im Rissbereich, wo die schützende Betonumhüllung der Bewehrungsstäbe fehlt, sind die Voraussetzungen für Korrosion grundsätzlich erfüllt. Demzufolge kann in Rissen die Bewehrung viel früher korrodieren als im ungerissenen Beton. Ob dies eintritt, hängt von verschiedenen Faktoren ab, wie z.B.:

- Rissbreite
- Betonüberdeckung
- Betonqualität (Dichtigkeit, Porosität)
- Betonfeuchtigkeit (Wassergehalt)
- Art der Beanspruchung (Sauerstoff, Wasser)
- Schadstoffeintrag (CO_2 , Chloride)

Die Vorgänge bei der Korrosion der Bewehrung in Rissen werden anhand der Abb. 2.33 verdeutlicht. Die Korrosion im Riss wird durch die Makroelementbildung zwischen dem gerissenen Bereich als Anode und dem ungerissenen Bereich als Kathode beeinflusst. Als charakteristische Grösse für ein Makroelement kann das Flächenverhältnis Kathode/Anode F_K/F_A betrachtet werden. Je grösser F_K/F_A , desto intensiver wird die Korrosion.

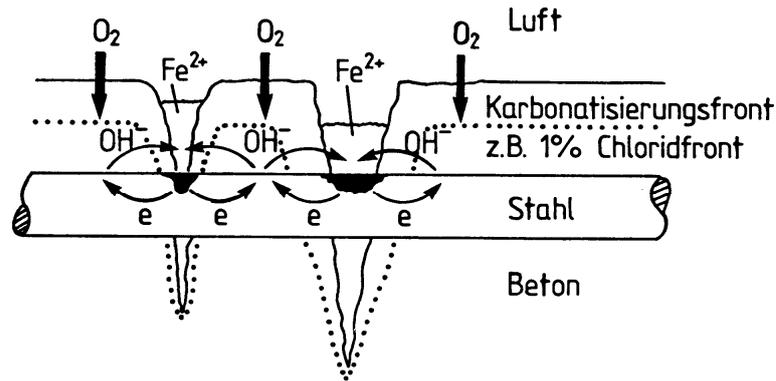


Abb. 2.33 Korrosion im Riss durch Makroelementbildung [Nürnberg 1990]

Karbonatisierung in Rissen

Die Karbonatisierung entlang der Rissflanken dringt umso schneller zur Bewehrung vor, je breiter der Riss ist, wobei die Geschwindigkeit von der Diffusionskonstante des Betons und derjenigen im Riss abhängig ist. Wie beim ungerissenen Beton, strebt auch die Karbonatisierungstiefe an den Rissflanken einem Endwert zu. Untersuchungen an alten Schweizer-Brücken durch [Keller 1991] zeigen, dass die Karbonatisierungstiefe im Riss tendenziell leicht höher ist als jene neben dem Riss. Grosse Unterschiede sind jedoch nicht auszumachen (Abb. 2.34).

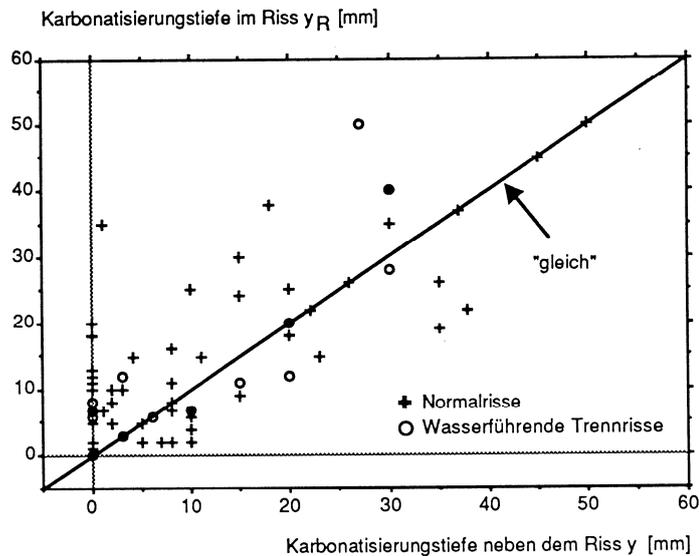


Abb. 2.34 Karbonatisierungstiefe im und neben dem Riss [Keller 1991]

Betrachtet man die Resultate von Untersuchungen über die Korrosion in Rissen infolge Karbonatisierung, stellt man fest, dass zumindest bis zu Rissbreiten von 0.4 mm keine Abhängigkeit zwischen der Rissbreite und der Abtragstiefe am Bewehrungsstahl besteht (z.B. [Nürnberg 1990, Keller 1991, Schiessl 1976, Käser 1988]). In der Abb. 2.35 sind die am gleichen Bewehrungsstab im Rissquerschnitt und neben dem Riss gemessenen Narbentiefen gegeneinander aufgetragen. Ersichtlich ist daraus, dass in den allermeisten Fällen die Unterschiede gering sind. Bei einzelnen wasserführenden Rissen sind die Narbentiefen aber deutlich höher als neben dem Riss.

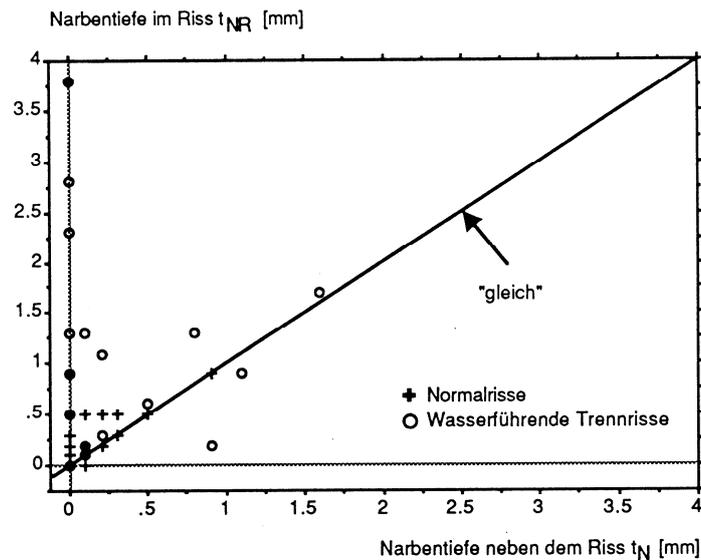


Abb. 2.35 Zusammenhang zwischen Rissbreite und Narbtiefe bei Korrosion infolge Karbonatisierung [Keller 1991]

Chloridinduzierte Korrosion in Rissen

In verschiedenen Arbeiten [Raupach 1996, Dauberschmidt 1999, Raupach 2008] wurde an künstlichen Makroelementen (segmentierte Bewehrungsstäbe) die grundlegenden Zusammenhänge der chloridinduzierten Korrosion in Rissen untersucht. Dabei zeigte sich, dass ein anodischer Korrosionsstrom nur in einem sehr kleinen Bereich um den Riss fließt. Dies bedeutet eine starke Konzentration der Auflösung. Weiter wurde festgestellt, dass der Abtrag mit abnehmender Betonqualität und Überdeckung sowie zunehmender Rissweite zunahm.

Der Chloridgehalt im Rissquerschnitt kann, je nach Umständen, in der gleichen Größenordnung oder sehr viel höher sein als im ungerissenen Beton. Beim Vergleich von verschiedenen Bauteilen mit unterschiedlicher Exposition zeigte sich in der Arbeit von Keller kein Zusammenhang zwischen Rissbreite und Chloridgehalt [Keller 1991]. Betrachtet man hingegen den Einfluss der Rissbreite auf den Chlorideintrag an Bauteilen mit gleichartiger Exposition, so sind durchaus Zusammenhänge erkennbar. So geht aus Abb. 2.36 hervor, dass das Chloridprofil mit zunehmender Rissbreite zu höheren Werten hin verschoben wird. Hingegen ist bei Rissen bis 0.4 mm kein klarer Zusammenhang zwischen Rissbreite und Korrosionsgrad erkennbar (Abb. 2.37). Erst bei Rissen über 0.4 mm ist ein verstärkter Abtrag vorhanden.

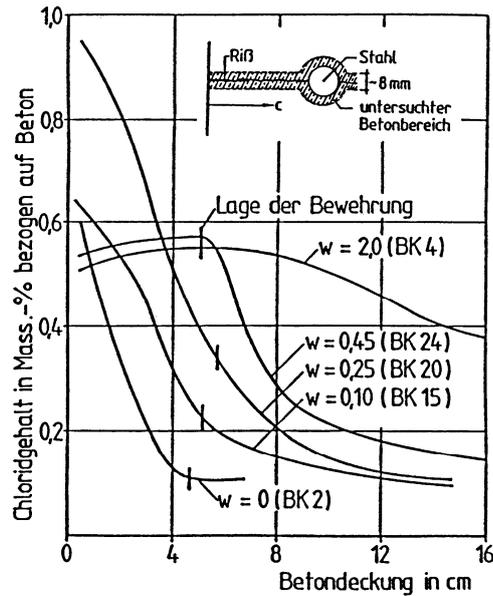


Abb. 2.36 Einfluss der Rissbreite w auf das Chloridprofil bei einem während 35 Jahren mit Meerwasser beaufschlagten Bauteil im Spritzwasserbereich [Nürnberger 1995]

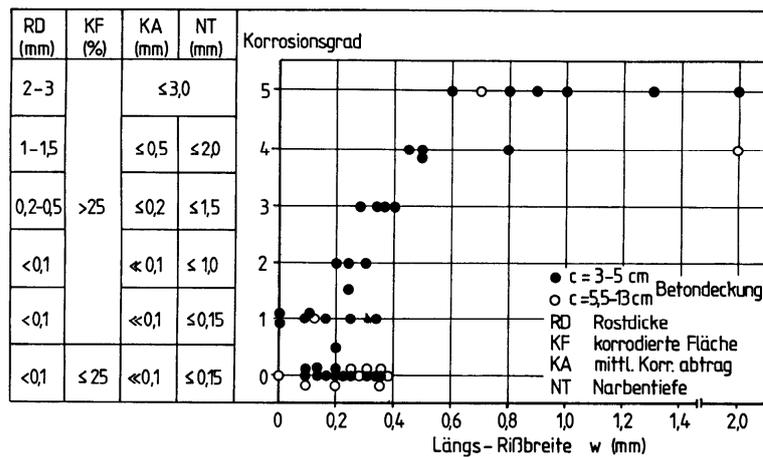


Abb. 2.37 Korrosionsgrad der Bewehrung in Abhängigkeit von der Rissbreite und der Betonüberdeckung bei einem während 35 Jahren mit Meerwasser beaufschlagten Bauteil im Spritzwasserbereich [Nürnberger 1995]

In einer neueren Arbeit von V. L'Hostis wurde u.a. der Zusammenhang zwischen Rissbreite und Korrosion an 20 vorgespannten Stahlbetonbalken, die während 40 Jahren dem Einfluss von Meerwasser ausgesetzt waren, untersucht. Dabei hat sich gezeigt, dass auch in diesem Fall kein Zusammenhang zwischen der Rissbreite und dem Querschnittsverlust an der Bewehrung ersichtlich war [L'Hostis 2008].

Im Gegensatz zur Rissbreite hat die Betonqualität (Dichtigkeit) einen nachweisbaren Einfluss auf den Korrosionsfortschritt. Dies konnte z.B. an Makroelementversuchen mit gerissenen Betonbalken gezeigt werden [Dauberschmidt 1999]. Abb. 2.38 zeigt den Versuchsaufbau. Die Anode befindet sich im Rissbereich und ist von der übrigen Bewehrung elektrisch isoliert. Gemessen wurde der Makroelementstrom zwischen dem Anodenstab und der umgebenden Bewehrung (=Kathode).

Die Ergebnisse der Versuche sind in Abb. 2.39 grafisch dargestellt. Es ist ersichtlich, dass der kumulierte Korrosionsstrom mit zunehmender Dichtigkeit des Betons abnimmt. Der geringere Materialabtrag dürfte dabei in erster Linie eine Folge des erhöhten Betonwiderstandes (geringere Leitfähigkeit des Zementsteins) sein.

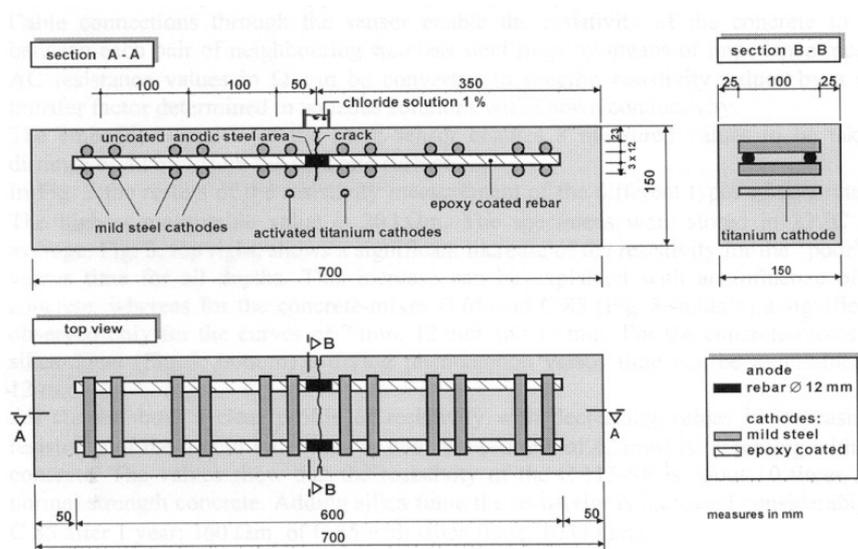


Abb. 2.38 Versuchsaufbau für Makroelementversuche an gerissenen Stahlbetonbalken [Dauberschmidt 1999]. Die Anode (schwarz) befindet sich im Rissbereich und ist von der übrigen Bewehrung elektrisch isoliert

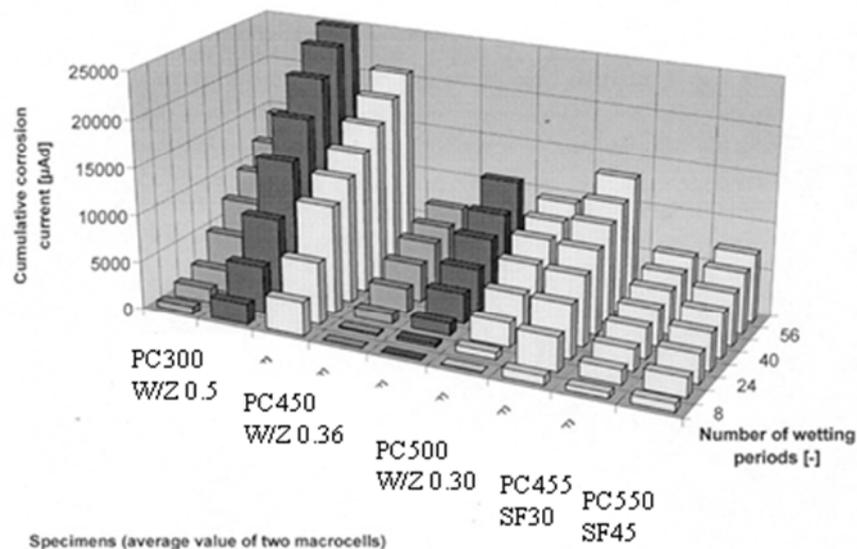


Abb. 2.39 Summierte Korrosionsströme bei gerissenen Stahlbetonbalken [Dauberschmidt 1999]

In einer Arbeit von Tae [Tae 2006a,b] wurde der Einfluss von Rissen und von Makroelementen untersucht. Bei karbonatisiertem Beton und einem Chloridgehalt von etwa 1 M%/Z wird die Korrosionsbeständigkeit des Stahls mit 11 % Chrom als ausreichend für eine lange Lebensdauer betrachtet. Bei den chloridfreien, aber karbonatisierten Probekörpern mit Rissen ermittelten sie einen Mindestchromgehalt von 7 %. Die Berechnung ohne Berücksichtigung von Makroelementen ergab wesentlich tiefere Werte [Tae 2006c].

Der Einfluss von Rissen auf die Korrosionsbeständigkeit von nichtrostendem Stahl im geschweissten und ungeschweissten Zustand wurde u.a. auch von U. Nürnberger und W. Beul untersucht [Nürnberger 1999]. Dabei wurden gerissene Betonbalken einer künstlichen Bewitterung und an der Atmosphäre ausgesetzt. Die Rissflanken wurden teilweise künstlich karbonatisiert, um die Bedingungen zusätzlich zu verschärfen. Als Messgröße zur Beurteilung der Korrosionsgefährdung wurde der Verlauf des Korrosionspotenzials gewählt (Abb. 2.40).

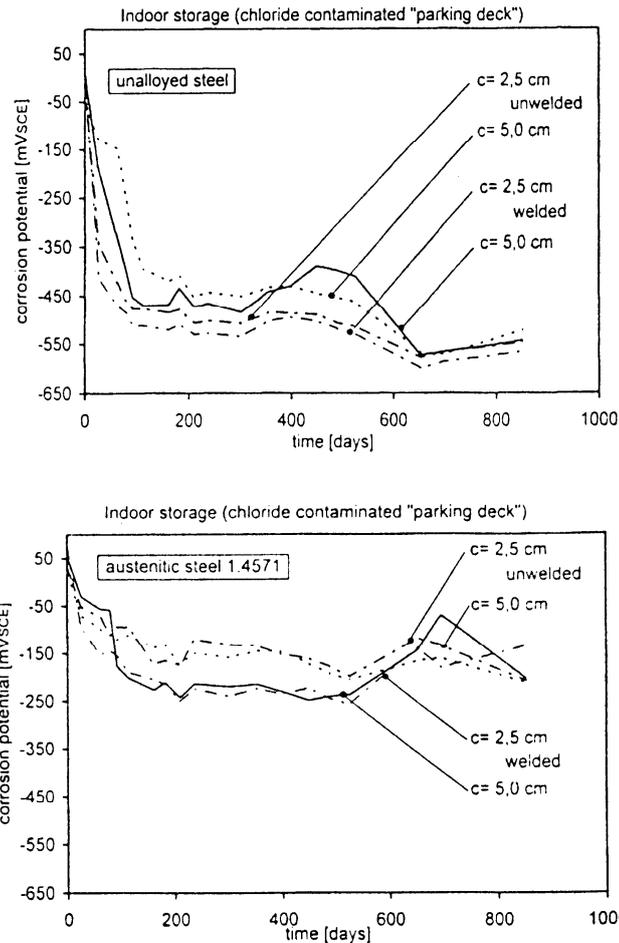


Abb. 2.40 Korrosionspotenziale von chloridbeaufschlagten, gerissenen Stahlbetonbalken, oben unlegierter Betonstahl, unten nichtrostender Stahl 1.4571 [Nürnberg 1999]

2.4 Mischbewehrung

In der Praxis ist die Anwendung von nichtrostenden Betonstählen aufgrund der zu erwartenden Einwirkungen und der Kosten in der Regel auf die äusserste Bewehrungslage beschränkt. Dadurch steht man vor der Situation, dass sich die äusseren nichtrostenden Betonstähle und die unlegierten Betonstähle der nächstfolgenden Lage berühren und somit elektrisch untereinander verbunden sind. Daher stellt sich die Frage, ob der Kontakt eines „edlen“ mit einem „unedleren“ Stahl zur Ausbildung von Kontaktkorrosion (Makroelement) führt.

Verschiedene Untersuchungen (z.B. [Tae 2009, Hunkeler 2000, Bertolini 1998]) zeigen klar, dass die Verwendung von nichtrostendem Betonstahl in Kontakt mit normalem Betonstahl das Korrosionsrisiko des unlegierten Stahls nicht erhöht. Solange beide Stahlqualitäten im Beton passiv sind, entsteht kein Makroelement, da das Ruhepotential beider Stahloberflächen praktisch gleich ist. Falls der normale Betonstahl hingegen bereits korrodiert, z.B. infolge Chlorideinwirkung, entsteht eine Makroelementsituation. Allerdings ist die kathodische Leistung des nichtrostenden Stahls deutlich geringer als diejenige eines unlegierten, passiven Stahls. Die Untersuchungen von [Jäggi 2000] zeigen, dass sich, bedingt durch die höhere kathodische Überspannung, das Wachstum von lokalen Korrosionsstellen um einen Faktor zwei bis vier verlangsamt (Abb. 2.41). Daraus folgt, dass der Korrosionsfortschritt im Makroelement vom normalen und nichtrostenden Betonstahl in einem chloridkontaminierten Beton deutlich geringer ist als bei üblichen Bewehrungsnetzen ohne nichtrostenden Stahl.

Unbehandelte Schweissungen an nichtrostenden Betonstählen (Oxide, Anlauffarben)

wirken aber als bessere Kathode und können den Korrosionsfortschritt beschleunigen. Allerdings sind diese Flächen in den meisten Fällen klein, so dass der beschleunigende Effekt eher gering sein dürfte.

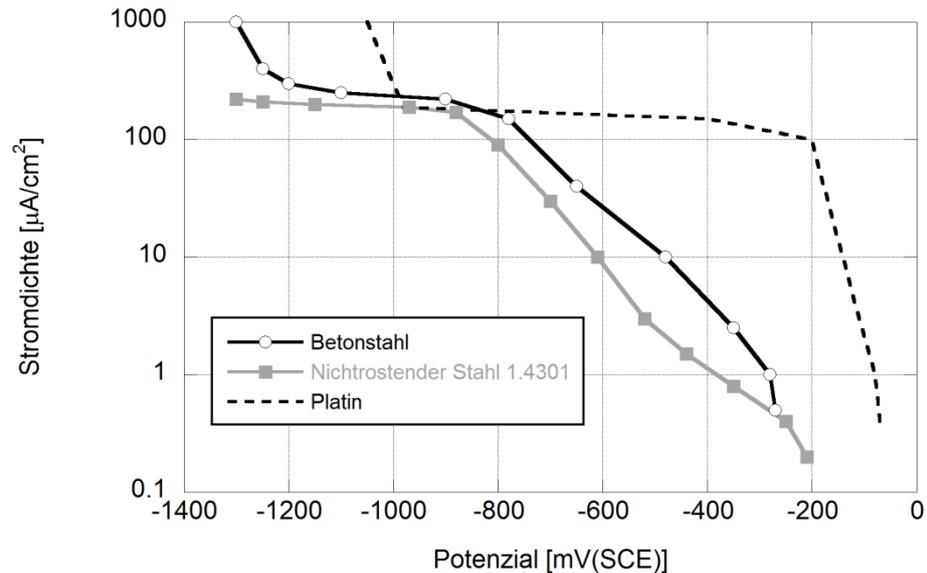


Abb. 2.41 Kathodische Polarisationskurve von Betonstahl, nichtrostendem Stahl (DIN 1.4301) und Platin in synthetischer Betonporenlösung [Jäggi 2000]

2.5 Normen und Empfehlungen für den Einsatz von nichtrostenden Stählen

Beim Einsatz von nichtrostenden Stählen geht es meist um folgende Punkte:

- Erhöhung der Dauerhaftigkeit, Verlängerung der Lebensdauer
- Reduktion der Überdeckung der Bewehrung
- Reduktion der Anforderungen an die Betonqualität
- Kombinationen von a) bis c).

Eine der ersten Richtlinien für die Anwendung von nichtrostenden Stählen wurde 1998 von der britischen Concrete Society herausgegeben. Sie enthielt noch wenig differenzierte Hinweise. Insbesondere wurde die Frage der Reduktion der Überdeckung nicht behandelt. 2002 erschien dann von der britischen Highway Agency eine Empfehlung, welche Stahlqualität für welche Expositionen bei Autobahnbauten eingesetzt werden sollen [THA 2002, Cochrane 2003, Gedge 2003]. Die Empfehlung ermöglichte, die Überdeckung generell auf 30 mm zu reduzieren und zwar unabhängig von der Betonqualität und Expositionsbedingungen. Zudem wurden Risse bis 0,3 mm erlaubt. In einem Bericht der British Stainless Steel Association [BSSA 2003] wird der damalige Stand der Kenntnisse zusammengefasst. Neuere kostengünstigere Stähle wurden in den genannten Publikationen (noch) nicht berücksichtigt.

Für den Einsatz von nichtrostender Bewehrung im Betonbau haben in den letzten Jahren mehrere nordische Länder gemeinsam einen Leitfaden erarbeitet [Markeset 2006]. Auch hier wurden die neueren Entwicklungen bei der Bewertung und den Empfehlungen ausgeblendet. Die Bewertung der nichtrostenden Betonstähle wurde mit der Wirksumme unter Anrechnung des N-Gehaltes vorgenommen (16 für austenitische, 30 für Duplex-Stähle). Eine Verknüpfung zwischen der Exposition und den Anforderungen an die Überdeckung und an die Stahlqualität wurde nicht hergestellt.

Die Japan Society of Civil Engineers hat 2009 eine Empfehlung für die Planung und die Ausführung von Betonbauten mit nichtrostender Bewehrung (Cr-, CrNi- und CrNiMo-Stähle, SUS410, 304, 316) publiziert [JSCE 2009]. Sie beschriftet darin einen neuen Weg. Sie verlangt den Nachweis, dass über die Lebensdauer der Chloridgehalt auf der Höhe der Bewehrung (Planungswert) unter dem kritischen Chloridgehalt für Korrosion bleibt.

Für die Berechnung des Chlorideintrages wird das 2. Fick'sche Gesetz zu Grunde gelegt mit einem konstanten Diffusionskoeffizienten und einer von der Lage des Bauwerks abhängigen Oberflächenkonzentration. Bei der Festlegung der Überdeckung ist der Verbund, die Dauerhaftigkeit und der Feuerwiderstand zu berücksichtigen.

Im Eurocode EC 1992-1-1:2004 (Ziffer 4.4.1.2(2) und (7)) ist die Verwendung von nichtrostenden Stählen nur kurz angesprochen. Gemäss Ziffer 4.4.1.2(2) und (7) kann die Mindestüberdeckung verringert werden. Er überlässt es aber den Mitgliedsländern, die mögliche Reduktion festzulegen (Default-Wert ist Null).

In diversen Publikationen werden Vorschläge für die Reduktion in Abhängigkeit von der Expositionsklasse gemacht [Cimbéton 2004, Brühwiler 2008].

Zur Frage der zulässigen Rissbreite bei der Verwendung von nichtrostenden Stählen enthält die Norm SIA 262 keine Hinweise. Auch der Eurocode 2 macht dazu keine Aussagen. Die britische Highway Agency [THA 2002] lässt 0.3 mm zu. In einer französischen [Cimbéton 2004] ist eine zulässige Rissbreite von 0.35 mm genannt. In der japanischen Leitlinie [JSCE 2009] sind bis 0.5 mm erlaubt.

Basierend auf diesen Kenntnissen und den ersten Ergebnissen dieses Projektes hat eine Arbeitsgruppe der SIA-Normenkommission NK 262 "Betonbau" das Merkblatt SIA 2029 "Nichtrostender Betonstahl" erarbeitet.

In Deutschland erteilt das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt) allgemein bauaufsichtliche Zulassungen für Bauprodukte und Bauarten und Europäische Technische Zulassungen (ETA) für Bauprodukte und Bausätze.

Es ist hier noch anzumerken, dass im Rahmen des Mandats M115 das TC 104 "Concrete reinforcing and prestressing steels" des European Committee for Iron and Steel Standardization (ECISS) an einer europäischen Norm für nichtrostende Betonstähle arbeitet. Diese Norm wird eine Ergänzung der Norm EN 10088-5 sein. Erste Normentwürfe liegen vor (aktuelle Fassung vom August 2011). Der aktuelle Entwurf enthält zwar Hinweise für den Einsatz von nichtrostenden Stählen, sie sind aber wenig differenziert.

3 Durchgeführte Untersuchungen

Für die Entwicklung standardisierter, korrosionstechnischer Prüfverfahren für nichtrostende Stähle im ungerissenen und gerissenen Beton wurden drei unterschiedliche, experimentelle Methoden verwendet:

- Elektrochemische Lösungsversuche auf Stahloberflächen
- Aufsaugversuche mit bewehrten Betonkörpern
- Korrosionsversuche mit gerissenen, bewehrten Betonkörpern

Mit jeder dieser gewählten Methoden ist es grundsätzlich möglich, die Einsatzgrenzen eines Bewehrungsstahls messtechnisch zu erfassen und zu beurteilen. Allerdings hat jede Methode bestimmte Vor- und Nachteile, deren Auswirkungen zu Beginn nicht bekannt waren und auch kaum richtig abgeschätzt werden konnten. Die generellen Überlegungen, die zur Wahl dieser drei Methoden geführt haben, waren folgende:

Lösungsversuche erlauben eine einfache, rasche und damit kostengünstige Versuchsdurchführung. Parameter wie die Chloridkonzentration in der Lösung oder der pH-Wert des Elektrolyten können ohne grösseren Aufwand variiert werden. Ausserdem kann die Homogenität des Mediums vorausgesetzt werden, was bei Versuchen mit Beton oder Mörtel kaum der Fall ist. Eine einzelne Messung auf einer Stahloberfläche dauert nur wenige Minuten, so dass in kurzer Zeit eine grössere Anzahl Messungen durchgeführt werden kann, was eine statistische Betrachtungsweise der Resultate erlaubt. Messgrösse ist das Lochfrasspotenzial (Potenzial, bei dem Lochkorrosion initiiert wird).

Dem Hauptnachteil der Lösungsversuche, dass die Versuchsbedingungen relativ stark von den Gegebenheiten in der Praxis abweichen, wurde mit Aufsaugversuchen an bewehrten Betonkörpern Rechnung getragen. Der kapillare Wasser- und Chlorideintrag über das Porensystem des Betons entspricht einer realen Schadstoffaufnahme, wie sie an stark beaufschlagten Stahlbetonbauteilen häufig vorkommt. Ausserdem wird die Stahloberfläche der Bewehrungsstäbe nicht punktuell mit dem schädigenden Medium in Kontakt gebracht, sondern der Versuchsaufbau entspricht hinsichtlich Gefüge und Struktur des Betons im Nahbereich eines Bewehrungsstabes den realen Verhältnissen in der Praxis. Ziel der Aufsaugversuche war die Bestimmung des kritischen Chloridgehaltes für das Auslösen von Korrosion am Bewehrungsstahl.

In der Praxis weist ein grosser Teil der Stahlbetonbauwerke Risse auf. Da sich in solchen Rissen der Schadstofftransport und die Umgebung des Stahls im Bereich des Risses vom ungerissenen Betonbauteil unterscheidet, musste der Einfluss von Rissen auf die Dauerhaftigkeit des Bewehrungsstahls in einem separaten Versuch geprüft werden. Die Durchführung von Korrosionsversuchen mit gerissenen, bewehrten Betonkörpern stellt relativ hohe Anforderungen an den Versuchsaufbau. Herstellung einer definierten Rissbreite, kontinuierlicher Durchfluss von schadstoffhaltigem Wasser im Riss, messtechnische Erfassung der Vorgänge im Rissbereich waren nur einige Punkte, die es bei den Versuchen zu berücksichtigen galt. Dafür war es möglich, nebst der Aktivierung der Korrosion auch den Schadenfortschritt verfolgen und in die Bewertung mit einfließen zu lassen.

Ein wichtiges Ziel dieser Untersuchungen war, dass die obigen Methoden eine klare Differenzierung der Korrosionsbeständigkeit von nichtrostenden Betonstählen erlauben. Es war hingegen nicht das Ziel, möglichst viele verschiedene Stahlqualitäten zu testen. Auch wurde bei keiner Methode sämtliche Parameterkombinationen durchgemessen. Weiter sollte eine Beurteilung über die Korrelation der Ergebnisse der unterschiedlichen Methoden gemacht werden, so dass für eine gesicherte Aussage zur Dauerhaftigkeit eines nichtrostenden Betonstahls bei einer bestimmten Expositionsklasse möglichst wenige, einfache Prüfungen durchzuführen sind.

Verwendete Stahl- und Betonzusammensetzungen

Für die Laborversuche wurden folgende Stahlqualitäten verwendet:

- Unlegierter Bewehrungsstahl (Referenz)
- Chromstahl Top12 (≈ 1.4003)
- Chromnickelstahl 1.4301
- Chromnickelmolybdänstahl 1.4571
- Duplexstahl 1.4362
- Duplexstahl 1.4462

Top12 der Swiss Steel AG, Emmenbrücke, ist ein ferritischer Betonstahl mit erhöhtem Korrosionswiderstand. Er enthält rund 10.5 bis 12.5 % Cr und ist vergleichbar mit einem nichtrostenden Stahl 1.4003. 1.4301 ist der vermutlich bekannteste Cr-Ni-Stahl und wird bei Stahlbetonbauteilen mit erhöhten Anforderungen an die Dauerhaftigkeit recht häufig eingesetzt. Der nichtrostende Betonstahl 1.4571 weist auf dem Papier dank seines Molybdän-Gehaltes ein deutlich besseres Korrosionsverhalten als der Stahl 1.4301 auf. Der neuere, nichtrostende Duplexstahl 1.4362 gehört zur Familie der Lean-Duplex-Stähle und hat dank seines relativ hohen Cr-Gehaltes eine Wirksumme von 23. Er enthält aber aus Kostengründen weder Nickel noch Molybdän. Beim zweiten Duplexstahl 1.4462 handelt es sich um einen höher legierten und generell gut beständigen nichtrostenden Betonstahl, der auch in hochbelasteten Umgebungen wie Tunnelatmosphären häufig eingesetzt wird.

Bei der Wahl der Betonsorten wurden die aktuellen Entwicklungen auf dem Zementmarkt berücksichtigt. Folgende Betonzusammensetzungen wurden verwendet (Tab. 3.1):

Tab. 3.1 *Verwendete Betonsorten für die Aufsaugversuche und die gerissenen Betonkörper*

Beton	Expositions-kategorie	Grösstkorn	w/z	Zementart	Dosierung
C25/30	XD2 (CH)	16 mm	0.5	CEM I 42.5 N	330 kg/m ³
C25/30	XD2 (CH)	16 mm	0.5	CEM II / A-LL 42.5N	330 kg/m ³
C25/30	XD2 (CH)	16 mm	0.5	CEM III/B 42.5 LLH HS (Juranit)	330 kg/m ³

Der CEM II/A-LL (Portlandkalksteinzement) ist heute die in der Schweiz am häufigsten verwendete Zementart, während der CEM I wegen u.a. ungünstiger Energiebilanz zusehends von anderen Arten abgelöst wird. Der CEM III/B ist ein Hochofenzement mit mind. 66 % Hüttensand. Dieser Zement wird in der Schweiz bis heute noch wenig eingesetzt. Seine Verwendung dürfte in nächster Zeit aber zunehmen.

3.1 Lösungsversuche

Für die Lösungsversuche wurde der ec-pen der Firma Corsensys AG, Wildegg, eingesetzt. Der ec-pen ist eine mobile, elektrochemische Zelle zur Aufnahme von Stromdichtepotenzialkurven (Abb. 3.1). Der Kontakt zur Probenoberfläche wird über eine elektrolytgetränkte Polymerspitze hergestellt. Dies erlaubt auch die Messung auf gekrümmten Oberflächen, wie z.B. Bewehrungsstäbe. Als Gegenelektrode wurde ein Platindraht verwendet, als Referenzelektrode kam eine Silberchloridelektrode zum Einsatz. Die Potenzialregelung erfolgte über einen Potentiostaten vom Typ Jaissle 1002 PC.T. Vor der Messung wurden die Probenoberflächen mit Ethanol im Ultraschallbad gereinigt und anschliessend getrocknet.



Abb. 3.1 ec-pen, im Foto mit Handmessgerät

Die Parameter, welche für Aufnahmen der Stromspannungskurven variiert wurden, waren die Chloridkonzentration und der pH-Wert gemäss Tabelle 3.2. Die Variation des pH-Wertes simuliert eine unterschiedlich stark fortgeschrittene Karbonatisierung bzw. eine reduzierte Alkinität des Betons.

Tab. 3.2 Matrix der Lösungsversuche

	3 m NaCl			1 m NaCl			0.1 m NaCl		0.001 m NaCl
pH	7/11.5/13			7/11.5/13			11.5	13	11.5
BST	-	-	-	-	-	-	X	X	X
Top12	X	X	X	X	X	X	X	X	X
1.4301	X	X	X	X	X	X	X	X	X
1.4362	X	X	X	X	X	X	X	-	-
1.4571	X	X	X	X	X	X	X	X	-
1.4462	X	X	X	X	X	X	X	-	-

Abb. 3.2 zeigt beispielhaft eine Stromdichtepotenzialkurve eines nichtrostenden Bewehrungsstahls 1.4301 für eine 1 M NaCl-Lösung mit pH = 7. Nach dem Durchgang beim Ruhepotential von ca. $-250 \text{ mV}_{\text{SSE}}$ geht die Kurve in ein Plateau (Passivbereich) über, wie es für einen nichtrostenden Stahl typisch ist. Bis etwa $+200 \text{ mV}_{\text{SSE}}$ zeigt die Kurve kleine Fluktuationen (Transienten), bei ca. $+300 \text{ mV}_{\text{SSE}}$ steigt die Stromdichte exponentiell an, was auf die Initiierung von Lochfrass zurückzuführen ist. Dieser Wert wird als Lochfrasspotential bezeichnet. Pro Parameterkombination wurden jeweils 3 Messungen durchgeführt.

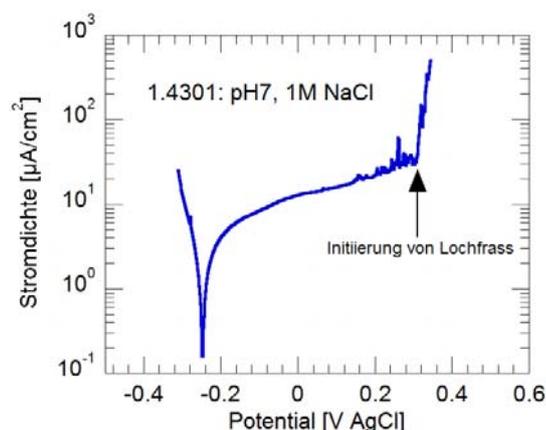


Abb. 3.2 Beispiel einer Stromdichtepotenzialkurve für nichtrostenden Betonstahl 1.4301, Elektrolyt: 1 M NaCl, pH-Wert = 7

3.2 Aufsaugversuche mit ungerissenen Betonkörpern

Für die Aufsaugversuche wurden in der TFB AG, Wildegg, 51 Betonkörper mit den Ausmassen 80 x 80 x 40 mm hergestellt. Die Betonrezepturen können der Tab. 3.2 entnommen werden. Für jede Betonmischung wurden während der Herstellung eine Frischbetonkontrolle durchgeführt und nach 28 Tagen die Druckfestigkeit gemessen sowie die für die Dauerhaftigkeit wichtigen Grössen Wasserleitfähigkeit und Chloridwiderstand geprüft. Sämtliche Angaben zum Beton sind im Anhang I zusammengestellt.

Jeder Probekörper wurde vor dem Betonieren mit 2 Bewehrungsstäben und 2 Chloridsensoren gemäss Abb. 3.3 und 3.4 instrumentiert. Beim Chloridsensor handelt es sich um eine Silber-/Silberchloridelektrode (Ag/AgCl bzw. SSE), mit der über eine Potenzialmessung die Chloridkonzentration im Porenwasser des Betons gemessen werden kann [Schiegg 2002]. Die Kalibrierung des Sensors erfolgt über eine Messreihe in Lösung mit unterschiedlichen Chloridkonzentrationen.



Abb. 3.3 Aufbau Betonprobekörper mit Chloridsensoren und Bewehrungsstahlproben

Nach der Aushärtung der Prüfkörper (Alter ca. 3 Monate) wurde ein Teil der Proben schnellkarbonatisiert, um den Einfluss des pH-Wertes auf den kritischen Chloridgehalt untersuchen zu können. Dazu wurden die Betonkörper in verschlossene Kunststoffboxen über einem Salzbad (relative Luftfeuchtigkeit 65 %) konditioniert. Täglich wurde die Box während ca. 20 Minuten mit CO₂ geflutet, so dass ein beschleunigter Karbonatisierungsfortschritt erzielt werden konnte. Die Eindringtiefe der Karbonatisierung wurde zur Kontrolle an Rückstellproben periodisch gemessen. Es zeigte sich, dass die Betonkörper mit CEM II/A-LL und CEM III/B innert weniger Wochen durchkarbonatisiert waren, während der Karbonatisierungsvorgang beim Beton mit CEM I äussert langsam verlief und während mehr als 3 Monaten aufrecht erhalten werden musste.

Während dem Aufsaugversuch wurden die untersten 3 mm der Probekörper in eine 3 molare NaCl-Lösung getaucht. Um einen möglichst konstanten Wasser- und Chloridtransport zu gewährleisten, wurden die Probekörper auf ihrer Oberseite mit Lüftern ventiliert (Abb. 3.4 und 3.5). Das Potenzial der Chloridsensoren und Bewehrungsstähle wurde mittels Keithley-Geräten kontinuierlich (Messintervall 30 Minuten) gemessen und die Messwerte aufgezeichnet. Von Zeit zu Zeit wurden die Potenzialverläufe analysiert. Nach der Aktivierung der Bewehrungsstähle wurden diese ausgebaut und aufgrund einer visuellen Prüfung der Korrosionsgrad bestimmt. An den meisten ausgebauten Probekörpern wurde der Chloridgehalt im Beton auf Bewerhungshöhe analysiert.

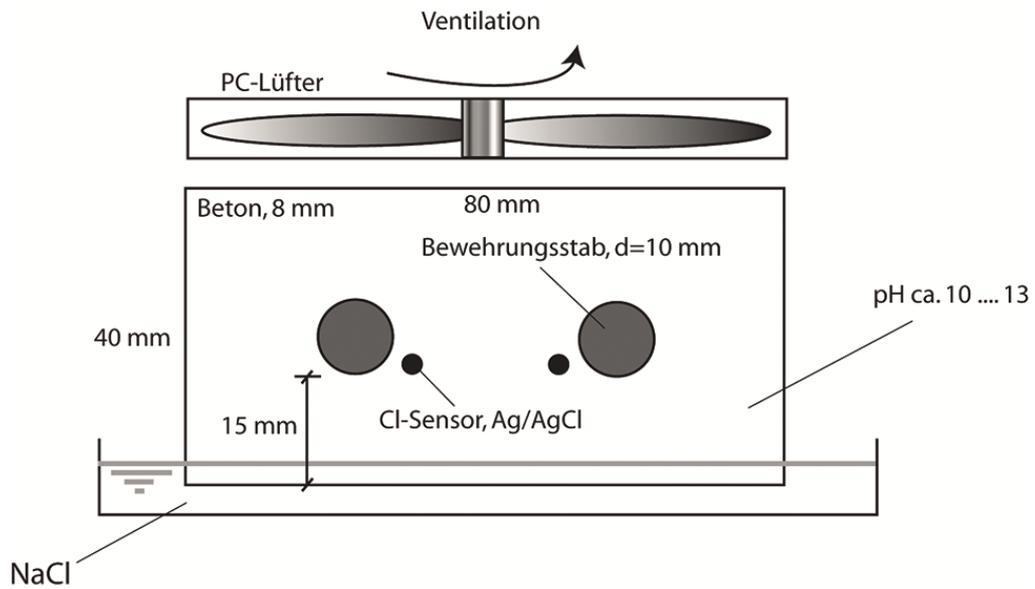


Abb. 3.4 Versuchsaufbau für die Aufsaugversuche



Abb. 3.5 Abluftrohre über den Probekörpern um die mit Feuchtigkeit angereicherte Luft nach oben abführen zu können

Die Tabelle 3.3 zeigt, mit welchen Beton- und Stahlsorten Aufsaugversuche durchgeführt wurden. Jeder Versuch bestand aus einer Serie von 3 Probekörpern. Aus zeitlichen Gründen konnten nicht sämtliche Kombinationen untersucht werden. Versuche mit unlegiertem Bewehrungsstahl im karbonatisierten Beton sind nicht sinnvoll, da sich dieser Stahl auch ohne Chloride im aktiven Zustand befindet.

Tab. 3.3 Matrix der Aufsaugversuche mit nicht karbonatisierten (blaues Kreuz) und karbonatisierten (rotes Kreuz) Probekörpern

Stahlsorte	Zementart		
	CEM I	CEM II/A-LL	CEM III/B
Betonstahl	x	x	x
Top12	x	x	
1.4301		x	
1.4571		x	x
1.4362			x
1.4462			x

Stahlsorte	Zementart		
	CEM I	CEM II/A-LL	CEM III/B
Betonstahl			
Top12	x	x	
1.4301	x	x	x
1.4571			x
1.4362			x
1.4462			x

3.3 Versuche mit gerissenen Betonkörpern

Um den Einfluss von Rissen auf die Korrosionsbeständigkeit von nichtrostenden Stählen zu untersuchen, wurden, nebst den Aufsaugversuchen, auch Versuche in gerissenen Betonkörpern durchgeführt. Zu diesem Zweck wurde ein spezieller Probekörper entwickelt, der in zwei Etappen hergestellt wurde (Abb. 3.6 und 3.7). In einer Stahlschalung mit einer Stahlplatte in der Mitte wurde ein Bewehrungsstab \varnothing 10 mm und einer Länge von 50 mm mit Hilfe einer Kunststoffplatte fixiert. Beide Schalungshälften enthielten zudem einen Hilti-Verbunddübel, um eine optimale Krafterleitung während der Rissbildung zu erreichen. Die eine Hälfte der Schalung wurde mit Beton (CEM I, Grösstkorn 16 mm, w/z = 0.5) gefüllt und dieser auf einem Rütteltisch verdichtet. Nach 7 Tagen wurde die Kunststoffplatte entfernt und der andere Teil der Schalung betoniert. Zwei Tage später wurde mit Hilfe eines Haftzugprüfgerätes in der Mitte des Probekörpers ein Riss, $w = 0.5$ mm, erzeugt (Abb. 3.8). Dabei wurde der Betonkörper aus Stabilitätsgründen in der Schalung belassen. Infolge des unterschiedlichen Betonalters bildete sich der Riss wunschgemäß in der Mitte des Probekörpers aus. Damit sich der Riss nach der Entlastung nicht schliessen konnte, wurde er mit 0.5 mm dicken Stahlplättchen offen gehalten (Abb. 3.9). Im Anschluss an die Rissbildung wurden die Prüfkörper mit seitlich aufgeklebten Kunststoffplatten fixiert. Diese Platten dienten gleichzeitig auch dazu, während dem Durchflussversuch das seitliche Auslaufen der Flüssigkeit im Riss zu verhindern.

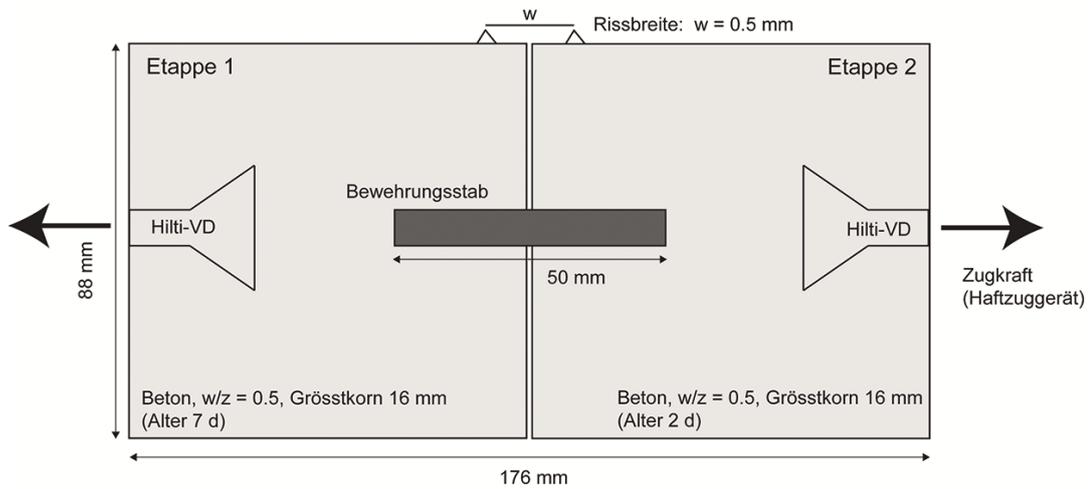


Abb. 3.6 Aufbau des Probekörpers für die Versuche mit gerissenen Betonkörpern

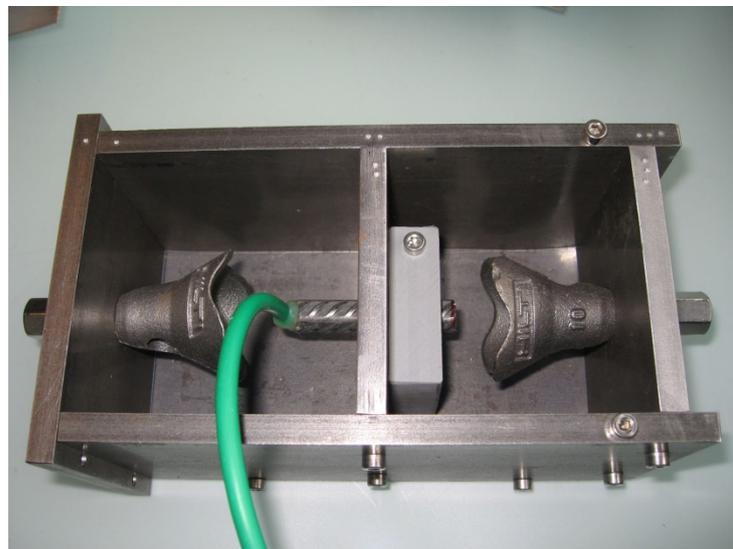


Abb. 3.7 Schalung mit Bewehrungsstahl-Probe und Verbundankern vor dem Betonieren

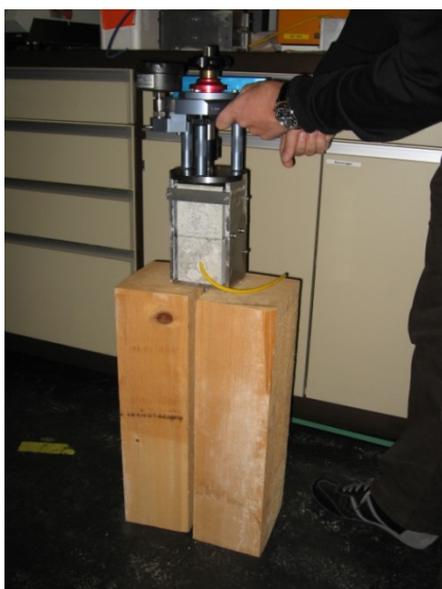


Abb. 3.8 (links) Rissbildung mittels Haftzugprüfgerät



Abb. 3.9 (rechts) Offenhalten des Risses mittels 0.5 mm dicken Stahlplättchen

Mit den eigentlichen Durchflussversuchen wurde ca. 1 Monat nach der Rissbildung begonnen. In der Tabelle 3.4 sind die durchgeführten Versuche zusammengestellt. Für jede Zementart-Stahl-Kombination wurden 3 Probekörper hergestellt.

Tab. 3.4 Matrix der Versuche mit gerissenen Betonkörpern

Stahlsorte	Zementart		
	CEM I	CEM II/A-LL	CEM III/B
Betonstahl	x		
Top12	x		
1.4301	x	x	x
1.4571			x
1.4362			x
1.4462			x

Der eigentliche Korrosionsversuch an gerissenen Betonkörpern wurde als Durchfluss durch einen Trennriss konzipiert, wie er beispielsweise für Parkdecks oder gerissene Fahrbahnplatten von Brücken typisch ist. Dazu wurde mit Hilfe einer Präzisions-Walkpumpe ein Wasserkreislauf erzeugt, der einen langsamen und stetigen Wasserdurchfluss durch den Riss sicherstellte (Abb. 3.10 bis 3.12). Für die Beaufschlagung des gerissenen Probekörpers wurde mit einer wenig konzentrierten NaCl-Lösung begonnen, deren Konzentration danach wöchentlich um einen Faktor 10 erhöht wurde. Pro gewählte Stahl-Beton Kombination wurden 2 Prüfkörper hergestellt. Folgende Zyklen wurden ausgeführt:

- 1. Woche: künstliches Leitungswasser mit 0.02 mol/l NaCl-Lösung
- 2. Woche: 0.2 mol/l NaCl-Lösung
- 3. Woche: 2 mol/l NaCl-Lösung
- 4. Woche: FeCl₃-Lösung

Durch den Einsatz von Eisenchlorid-Lösung in der 4. Woche wurde die Aggressivität der Durchflusslösung und das Redoxpotenzial der Lösung massiv erhöht. Wie sich später zeigte, war dieser Versuch nicht aussagekräftig, da alle Stähle unmittelbar nach Versuchsbeginn stark korrodierten. Gemessen wurde das Korrosionspotenzial des Bewehrungsstabs gegen eine Silberchlorid-Elektrode (SSE) und der Korrosionsstrom (Makroelementstrom) zwischen dem Bewehrungsstab und einem in der Lösung liegenden Kathodenblech aus hochbeständigem, nichtrostendem Stahl. Als Kriterien zur Bestimmung des Korrosionszustandes des Bewehrungsstabs (aktiv/passiv) wurde ein Grenzpotenzial von -200 mV_{SSE} und ein Grenzstrom von 0.15 µA (entspricht einer Stromdichte von 0.01 µA/cm²) festgelegt.

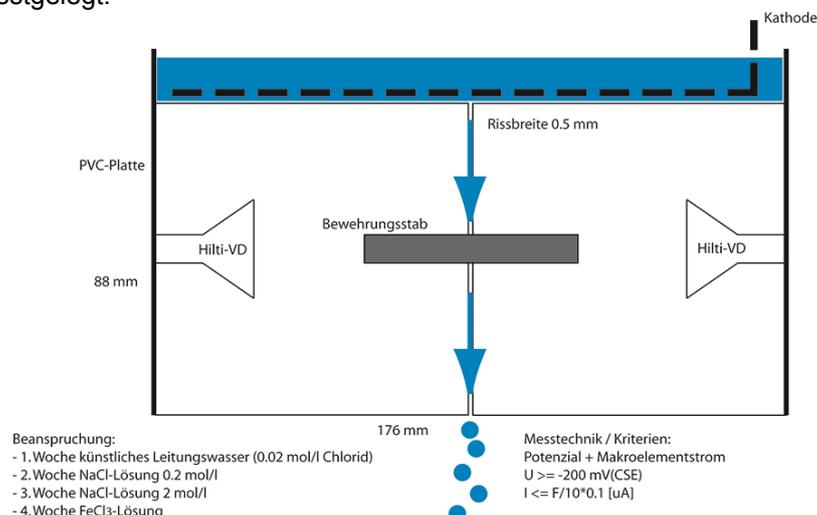


Abb. 3.10 Durchflussversuch an gerissenen Betonkörpern (schematisch)



Abb. 3.11 (l) und 3.12 (r) Aufbau Durchflussversuch an gerissenen Betonkörpern

Ergänzende Versuche

Um die Repräsentativität der Versuche zu überprüfen, wurden ergänzende Korrosionsversuche an gerissenen Betonkörpern durchgeführt. Dabei wurde die Schalung so umgebaut, dass ein 30 cm langer Bewehrungsstab einbetoniert werden konnte. Um das im Riss entstehende Makroelement messtechnisch erfassen zu können (Stromfluss zwischen Bewehrungsstab und einer externen Kathode), wurde der Bewehrungsstab mit Epoxidharz beschichtet, wobei in der Mitte ein Abschnitt von 50 mm Länge unbeschichtet blieb. An der HSR - Hochschule Rapperswil – wurde als Sollbruchstelle rundherum eine ca. 5 mm breite Nut in den Prüfkörper gefräst. Der gewünschte Riss wurde anschliessend auf einer Presse für Zugversuche erfolgreich erzeugt. Der Durchflussversuch verlief identisch wie bei den anderen Betonkörpern.

4 Ergebnisse

4.1 Betonprüfungen

Die Resultate der Betonprüfungen sind im Anhang I zusammengestellt. Die Unterschiede bei den Frischbetoneigenschaften sind gering. Die Verarbeitbarkeit der drei Betonsorten ist vergleichbar. Bei der Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen wurden die höchsten Werte vom Beton mit Zement CEM I erreicht (Mittelwert 53.5 MPa). Der mit Zement CEM II/A-LL hergestellte Beton weist die tiefsten Festigkeiten auf (Mittelwert 48.7 MPa), während der Beton mit CEM III/B dazwischen liegt (Mittelwert 50.2 MPa). Die tiefere Festigkeit des Betons mit Juranit (CEM III/B) gegenüber dem Beton mit CEM I ist auf die langsamere Festigkeitsentwicklung von Beton mit Hüttensand zurückzuführen.

Bei der Gesamtporosität besteht die gleiche Reihenfolge wie bei der Druckfestigkeit. Abb. 4.1 zeigt den Zusammenhang zwischen Festigkeit und Porosität bzw. Festigkeit und Chloriddiffusionskoeffizient. Zwischen der Festigkeit und der Porosität besteht erwartungsgemäss ein Zusammenhang, d.h. je geringer der Porengehalt umso höher die Festigkeit. Hingegen besteht für den Chloriddiffusionskoeffizienten kein vergleichbarer Zusammenhang. Der Beton mit CEM III/B einen vielfach kleineren Diffusionskoeffizienten als die beiden anderen Betonmischungen. Dies bedeutet, dass ein solcher Beton in der Praxis viel weniger Chloride aufnimmt, als andere Betonsorten. Die Ursache dieses Effektes beruht auf der Porenradienverteilung im Zementstein. Obwohl die Gesamtporosität der drei Betone vergleichbar ist, sind die Poren in Hüttensandbetonen wesentlich feiner und stärker verästelt, so dass Schadstoffe nur langsam eindringen können.

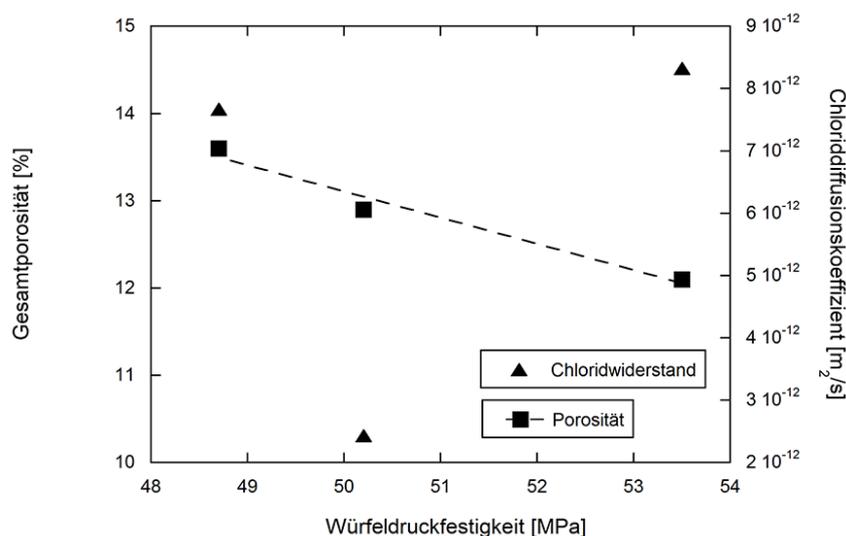


Abb. 4.1 Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit und Gesamtporosität bzw. Chloriddiffusionskoeffizient

4.2 Lösungsversuche

Die Abb. 4.2 a-c zeigen die mittleren Lochfrasspotenziale der verschiedenen Stahlsorten als Funktion der Chloridkonzentration bei pH-Werten von 13, 11.5 und 7. Bei einem pH-Wert von 13 sind alle nichtrostenden Betonstähle für Chloridkonzentrationen zwischen 0.001 und 3 mol/l bis zur Sauerstoffentwicklung beständig. Einzig der normale, unlegierte Betonstahl fällt zwischen 0.1 und 1 mol/l in den aktiven Zustand. Die gelbe Fläche markiert den Bereich unterhalb von $100 mV_{SSE}$, wo in der Praxis üblicherweise mit Lochfrass zu rechnen ist. Es ist weiter erkennbar, dass der unlegierte Bewehrungsstahl bei pH 11.5 (karbonatisierter Beton oder Beton mit geringerem Alkaliengehalt) ohne Chloride gerade noch passiv ist. Beim Top12-Stahl liegt der Aktiv/Passiv-Übergang zwischen einer Chloridkonzentration von 0.1 und 1 mol/l. Der nichtrostende Bewehrungsstahl 1.4301 zeigt Lochfrass bei einem Chloridgehalt von 1 und 3 mol/l [Cl]. Allerdings sind die Lochfrasspotenziale mit etwa +450 bzw. +400 mV_{SSE} hoch, so dass insgesamt von einer guten Be-

ständigkeit gesprochen werden kann. Die Stahlqualitäten 1.4571, 1.4362 und 1.4462 zeigen ein passives Verhalten bis zu einer Chloridkonzentration von ≤ 3 mol/l. Im Potenzialbereich zwischen +100 und +600 mV_{SSE} tritt in der Praxis normalerweise kein Lochfrass auf. Bei einer Verschärfung der Bedingungen kann jedoch Lochkorrosion ausgelöst werden. D.h. Stähle, bei denen das Lochfrasspotenzial zwischen +100 und +600 mV_{SSE} fällt, haben hinsichtlich ihrer Beständigkeit gegen chloridinduzierte Korrosion eine geringere Reserve. Bei einem pH-Wert von 7 (neutrale Lösung) ist, mit Ausnahme des Duplexstahls 1.4462, ein deutlicher Abfall der Lochfrasspotenziale zu erkennen. Top12 ist bei einer Chloridkonzentration von 0.1 mol/l nicht mehr beständig. Auch zeigt sich, dass der Lean-Duplex 1.4362 im Konzentrationsbereich zwischen 1 und 3 mol/l Cl⁻ und neutralisierter Umgebung seine ansonsten gute Beständigkeit verliert und sogar schlechter als der nichtrostende Stahl 1.4301 abschneidet.

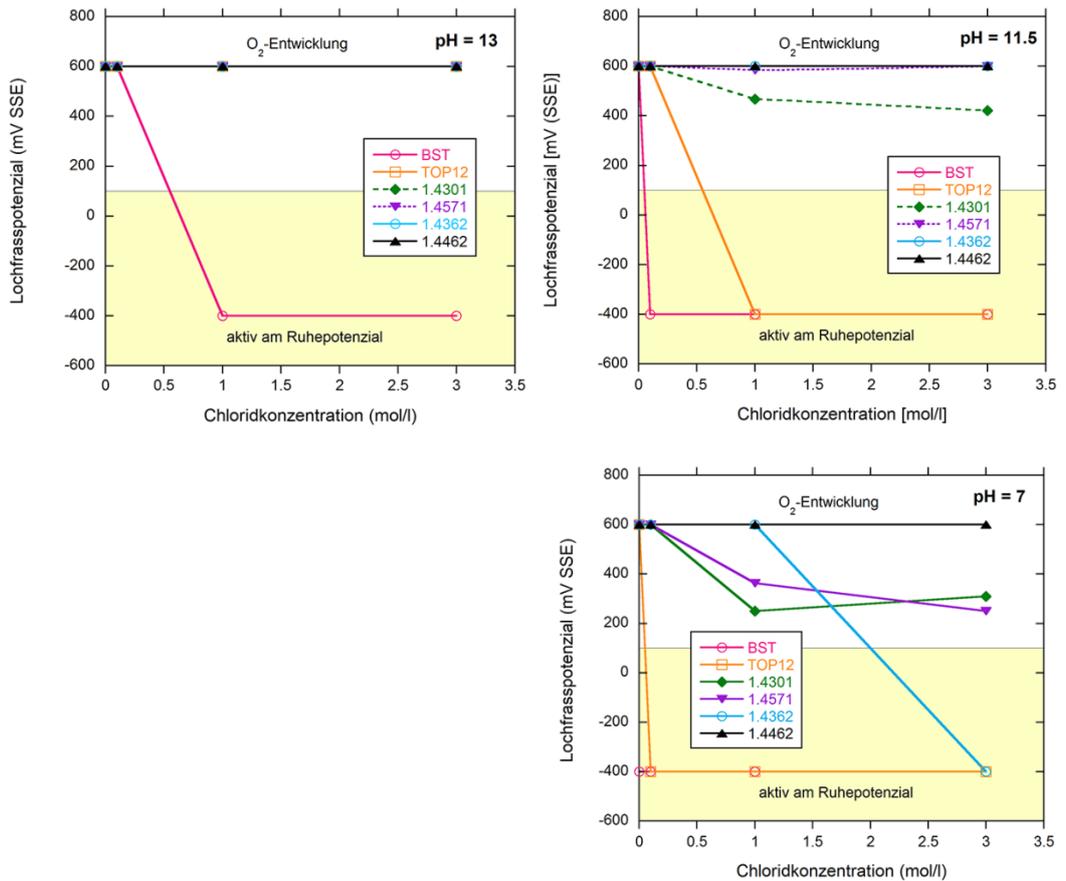


Abb. 4.2 a-c (a oben links, c unten rechts)

Ergebnisse Lösungsversuche, Lochfrasspotenzial als Funktion der Chloridkonzentration und des pH-Wertes

4.3 Aufsaugversuche mit ungerissenen Betonkörpern

Abb. 4.3 zeigt die Ergebnisse der Eichungsmessungen mit den Chloridsensoren in unterschiedlich konzentrierten NaCl-Lösungen. Es handelt sich dabei um Mittelwerte von jeweils fünf Chloridsensoren pro Lösung. Als Referenzelektrode wurde die Silber-/Silberchloridelektrode verwendet. Bei logarithmierter Chloridkonzentration ergibt sich ein linearer Zusammenhang mit einer Steigung von rund -53 mV/Dekade [Cl⁻]. Wie sich bei den Messungen gezeigt hat, ist der Achsenabstand k keine konstante Grösse, sondern abhängig von der Betonmischung bzw. der Zementart und der Karbonatisierung des Betons.

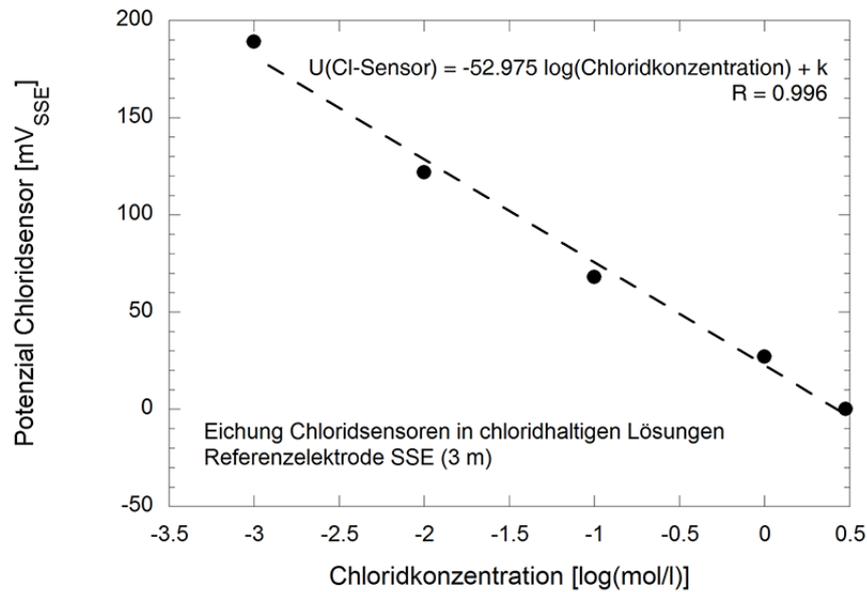


Abb. 4.3 Eichgerade für die Bestimmung der Chloridkonzentration mittels Chloridsensoren, Referenzelektrode SSE, 3 molar

Abb. 4.4 zeigt beispielhaft den Potenzialverlauf einer Stahlprobe und eines Chloridsensors während dem Aufsaugversuch. Zu Beginn befindet sich die Stahlprobe im passiven Bereich. Das Korrosionspotenzial liegt bei ca. -100 mVSSE. Das Potenzial des Chloridsensors startet bei etwa +150 mVSSE, was einer theoretischen Chloridkonzentration von ca. 0.004 mol/l entspricht. Nach einer gewissen Zeit, in der die Chloridkonzentration stetig zugenommen hat (fallendes Potenzial des Chloridsensors), beginnen erste Depassivierungs- und Repassivierungsvorgänge am Stahl (Transienten). Danach fällt das Potenzial der Stahlprobe ein weiteres Mal markant ab und verbleibt auf einem tiefen Niveau im Bereich von -400 mVSSE, was auf stabilen Lochfrass an der Probenoberfläche hinweist.

Wie aus dem Diagramm zu erkennen ist, strebt die Chloridkonzentration asymptotisch einem Endwert zu (+34 mVSSE). Beim Erreichen dieser Sättigung wurde dem Prüfkörper eine Betonprobe entnommen und der Chloridgehalt auf Bewehrungshöhe im Labor analysiert. Aus diesem Wert und den Porenkennwerten des Betons kann die Chloridkonzentration im Porenwasser und im nächsten Schritt der Achsenabstand der Eichgerade (Abb. 4.3) berechnet werden. Das bei der Aktivierung abgelesene Potenzial des Chloridsensors liegt bei etwa +38 mVSSE. Mit Hilfe der Eichgerade kann nun die kritische Chloridkonzentration für die Initiierung von Lochfrass bestimmt werden (2.6 mol/l). Abschliessend wird diese Konzentration wieder auf einen Gesamtchloridgehalt in M.%/Z. zurückgerechnet. Dieser Wert entspricht dem kritischen Chloridgehalt. Er beträgt im vorliegenden Fall rund 3.5 M.%/Z, was für diese Stahl- und Betonqualität als absolut plausibel betrachtet werden kann. Der Ausbau der Stahlprobe für die Bestimmung des Korrosionsgrades ergab eine Braunverfärbung zwischen den Rippen, die mit beginnender Korrosion interpretiert werden kann. Die oben beschriebene Auswertungsmethode wurde für jede einzelne Messung angewendet.

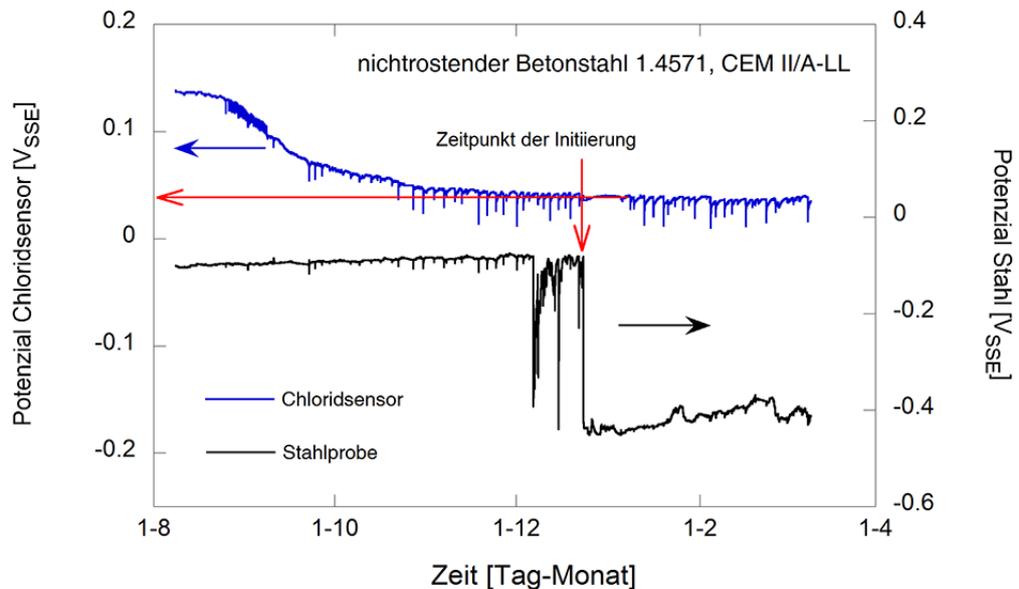


Abb. 4.4 Potenzialverlauf einer Stahlprobe, Werkstoff 1.4571, und des zugehörigen Chloridsensors während dem Aufsaugversuch, Beton mit CEM II/A-LL nicht karbonatisiert

Einige wichtige Erkenntnisse aus den Aufsaugversuchen können wie folgt zusammengefasst werden (siehe auch Kap. 5, Diskussion):

- Das Startpotenzial der Chloridsensoren im Beton mit CEM I und CEM II/A-LL streut relativ stark (zwischen etwa +160 und +190 mV_{SSE}), so dass nicht eine einzige Eichgerade zur Bestimmung der kritischen Chloridkonzentration verwendet werden kann. Bei früheren Versuchen mit Mörtel war diese Variation deutlich geringer.
- Die Karbonatisierung der Betonkörper verstärkt diesen Effekt noch zusätzlich.
- Im Beton mit CEM III/B kann ein starker Potenzialshift bei den Chloridsensoren beobachtet werden.
- Mit der gewählten Aufsauglösung mit 3 mol/l NaCl konnten nicht alle nichtrostenden Betonstahlproben aktiviert werden.
- Der nicht karbonatisierte Beton mit CEM III/B nimmt nur wenig Chloride auf. Die Sättigungskonzentration von 3 mol/l konnte nicht erreicht werden.
- Sobald der Beton mit CEM III/B karbonatisiert ist, nimmt die Chloridaufnahme um etwa einen Faktor 3 bis 4 zu (siehe dazu auch Abb. 4.5 und 4.6).
- Die Stabilität der Chloridsensoren, insbesondere im karbonatisierten Beton und im Beton mit CEM III/B, ist nicht immer gegeben.

Abb. 4.5 zeigt die Ergebnisse der Aufsaugversuche für nicht karbonatisierten Beton. In einem solchen Beton mit CEM I liegen die kritischen Chloridgehalte für den unlegierten Betonstahl im erwarteten Bereich. Dies gilt auch für den Top12-Stahl (kritischer Chloridgehalt im Bereich von 1 M.%/Z.), bei dem die Ergebnisse mit denjenigen aus früheren Untersuchungen weitgehend übereinstimmen [Schiegg 2004]. Beim Top12 ist die Streuung beim kritischen Chloridgehalt erfahrungsgemäss gross, was vermutlich auf die Walzhaut an der Stahloberfläche zurückzuführen ist. Diese Walzhaut ist von ihrer Zusammensetzung her sehr inhomogen und spaltenreich, was die Auslösung von Korrosion mehr oder weniger stark begünstigt. Für den nichtrostenden Betonstahl 1.4301 liegt der kritische Chloridgehalt im Beton mit CEM II/A-LL über 2 M.%/Z. Für den Stahl 1.4571 ist dieser Wert nochmals deutlich höher und beträgt rund 4 M.%/Z.

Generell muss in Betonen mit tieferem Klinkergehalt im Zement (CEM II/A-LL, CEM III/B) als im CEM I mit einer mehr oder weniger starken Abnahme des kritischen Chloridgehaltes gerechnet werden. Diese Abnahme macht sich insbesondere beim Stahl 1.4362 im CEM III/B deutlich bemerkbar, wo bei einem Chloridgehalt von weniger als 1 M.%/Z. Lochfrass ausgelöst wurde. Dieses ungünstige Verhalten wird aber, wie oben bereits er-

wähnt, beim Beton mit CEM III/B durch den höheren Widerstand gegen eindringende Chloride kompensiert. Die Erfahrungen aus dem Ausland mit dem CEM III/B zeigen in spezifischen Fällen, dass Betone mit diesem Zement ein gutes Verhalten zeigen. Dabei kommt der ausreichenden Nachbehandlung eine ganz wesentliche Rolle zu.

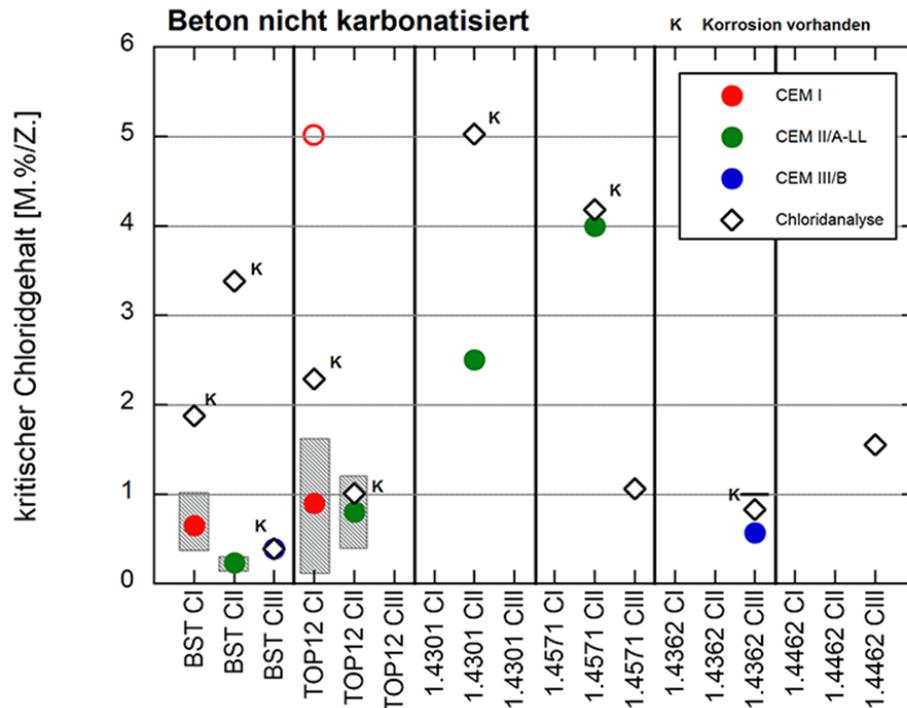


Abb. 4.5 Mittlere kritische Chloridgehalte von Betonstählen für unterschiedliche Betonmischungen ohne Einfluss der Karbonatisierung

Im karbonatisierten Beton (Abb. 4.6) sinken die kritischen Chloridgehalte generell markant ab, was primär mit dem Abfall des pH-Wertes infolge der Karbonatisierung des Zementsteins erklärt werden kann. Da die inhibierenden Hydroxidionen (OH^-) unter dem Einfluss vom CO_2 abgebaut werden, verschiebt sich das Lochfrasspotenzial in die negative Richtung, so dass die Bedingung für Lochfrass $\epsilon_L < \epsilon_{\text{kor}}$ schon bei deutlich tieferen Chloridgehalten erfüllt ist. Daraus folgt, dass die Beständigkeit von nichtrostenden Betonstählen unter dem Einfluss der Karbonatisierung deutlich reduziert wird.

Aus Abb. 4.6 ist ersichtlich, dass an den nichtrostenden Betonstählen Top12, 1.4301 und 1.4362 im karbonatisierten Beton schon bei Anwesenheit geringer Chloridmengen Korrosionsprozesse ausgelöst werden. Der normale Betonstahl ist im karbonatisierten Beton bekannterweise nicht beständig. Vergleicht man die im Labor analysierten Chloridgehalte im Beton mit CEM III/B für den nicht karbonatisierten und den karbonatisierten Fall, fällt auf, dass diese im karbonatisierten Beton um etwa einen Faktor 3 bis 4 höher liegen. Die Ursache dieser Mehraufnahme dürfte auf einen Poren öffnenden Effekt infolge der Karbonatisierung und ein verändertes Adsorptionsverhalten der Chloride zurückzuführen sein.

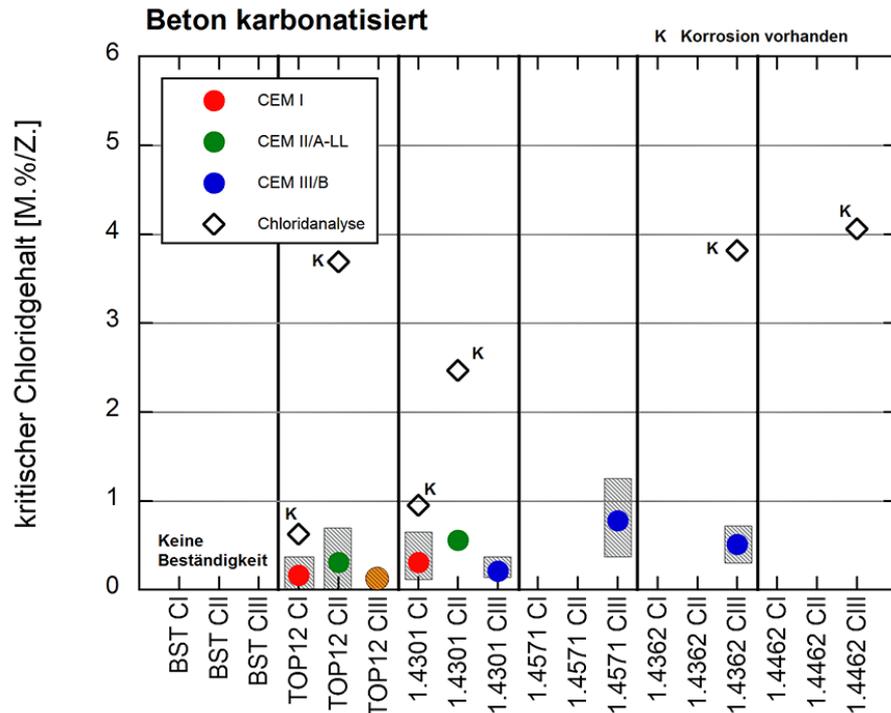


Abb. 4.6 Mittlere kritische Chloridgehalte von Betonstählen für unterschiedliche, karbonatisierte Betonmischungen

4.4 Versuche mit gerissenen Betonkörpern

In den Diagrammen von Abb. 4.7 sind die Potenzial- und Korrosionsstromverläufe sämtlicher Stahlqualitäten und Betonsorten dargestellt. Man erkennt, dass der unlegierte Betonstahl schon bei niedrigstem Chloridgehalt korrodiert (Korrosionspotenzial < -200 mV_{SSE}, verbunden mit einem markanten Anstieg des Korrosionsstroms), da er im Bereich des Risses nicht mit Beton umhüllt ist und demzufolge keinen Passivfilm mehr aufweist.

Der Top12-Stahl im Beton mit CEM I verhält sich, analog zu den Aufsaugversuchen, uneinheitlich. Beim ersten Prüfkörper setzt die Korrosion bereits von Beginn weg ein, bei der zweiten Probe wechseln sich De- und Repassivierungsvorgänge ab, bevor nach dem Wechsel zur 2 molaren NaCl-Lösung stabile Korrosion einsetzt. Abb. 4.8 zeigt diese Top12-Probe nach dem Ausbau.

Der Betonstahl 1.4301 im Beton mit CEM I bleibt während des gesamten Durchlaufversuchs passiv. Hingegen wird die Korrosion beim Beton mit CEM II/A-LL in einen Fall bei 0.2, im anderen Fall bei einer Chloridkonzentration von 2 mol/l aktiviert. Es fällt auf, dass der Korrosionsstrom (entspricht dem Masseverlust) beim unlegierten Bewehrungsstahl um ein Mehrfaches grösser ist als bei den nichtrostenden Betonstählen Top12 und 1.4301. Dies ist primär, wie im Kap. 2.3.4 dargelegt, auf eine stärkere Lokalisierung des Korrosionsangriffs bei nichtrostenden Stählen zurückzuführen.

Im Beton mit CEM III/B wurden vier verschiedene Stahlqualitäten geprüft. Der Referenzstahl 1.4301 zeigt zwar eine gewisse Korrosionsaktivität, der Makroelementstrom liegt aber praktisch während der gesamten Versuchsdauer unter dem Grenzwert von 0.15 μ A. Dies bestätigt den deutlich geringeren Korrosionsfortschritt im Beton mit CEM III/B infolge des hohen elektrischen Betonwiderstandes (siehe Kap. 4.3). Auch das Potenzial fällt nicht unter -200 mV_{SSE}. Bei den nichtrostenden Betonstählen 1.4571 und 1.4362 wurde, abgesehen von ein paar singulären Strompeaks, keine Korrosionsaktivität registriert. Die kurzzeitigen Stromanstiege bzw. Potenzialabsenkungen deuten aber darauf hin, dass sich die Stähle an der Grenze ihrer Beständigkeit befinden.

Beim hochwertigen Stahl 1.4462 sind keine Makroelementströme und praktisch keine Potenzialschwankungen erkennbar, was auf einen stabilen, passiven Zustand schliessen lässt. Die folgende Übersichtstabelle 4.1 fasst die oben erläuterten Ergebnisse zusammen.

men. Bei den nicht untersuchten Werkstoffkombinationen ist entweder unbeständiges Verhalten (Betonstahl und Top12 in CEM II/A-LL oder CEM III/B) oder eine gute Beständigkeit (1.4571, 1.4362, 1.4462 in CEM I, 1.4462 in CEM II/A-LL) zu erwarten. Der Stahl 1.4571 dürfte im CEM II/A-LL beständig sein. Bei der Stahlqualität 1.4362 besteht diesbezüglich eine gewisse Unsicherheit, insbesondere bei längerer Exposition.

Tab. 4.1 Zusammenfassung der Ergebnisse der Versuche mit gerissenen Betonkörpern, $U_{Gr} = -200 \text{ mV}_{SSE}$, $I_{Gr} = 0.15 \mu\text{A}$, graue Felder = nicht untersucht

Stahlsorte	Zementart					
	CEM I		CEM II/A-LL		CEM III/B	
	$U \geq U_{Gr}$	$I \geq I_{Gr}$	$U \geq U_{Gr}$	$I \geq I_{Gr}$	$U \geq U_{Gr}$	$I \geq I_{Gr}$
Betonstahl	-	-				
Top12	+/- ¹⁾	+/- ¹⁾				
1.4301	+	+	+/- ²⁾	+/- ²⁾	+	+/(³⁾
1.4571					+ ⁴⁾	+ ⁴⁾
1.4362					+ ⁴⁾	+ ⁴⁾
1.4462					+	+

¹⁾ Ein Stab von Beginn an aktiv (Walzhaut?), ab einer Chloridkonzentration von 2 mol/l sind beide Proben aktiv

²⁾ Ein Stab bei 0.2 mol/l Chlorid aktiv, bei einer Chloridkonzentration von 2 mol/l sind beide Stäbe aktiv

³⁾ Ein Stab teilweise aktiv, generell geringer Korrosionsfortschritt

⁴⁾ Stahlqualitäten weitgehend beständig, Stromtransienten deuten aber auf Grenzzustand hin

Beim nachträglichen Ausbau der Stähle nach der Beaufschlagungsperiode wurde festgestellt, dass der Hauptangriff der Korrosion nicht im Riss, sondern seitlich des Risses, d.h. im Bereich der Rissflanken, aufgetreten ist (Beispiel siehe Abb. 4.8). Eine mögliche Ursache für diesen unerwarteten Befund wird im folgenden Kapitel „Diskussion und Folgerungen“ dargelegt. Um sicherzustellen, dass dieser Effekt nicht vom Versuchsaufbau verursacht wurde, wurde ein modifizierter Versuch durchgeführt, bei dem die Rissbildung auf der Zugmaschine der Hochschule Rapperswil erzeugt wurde. Eine wesentlich andere Ausprägung des Korrosionsangriffs wurde aber nicht festgestellt (Abb. 4.9).

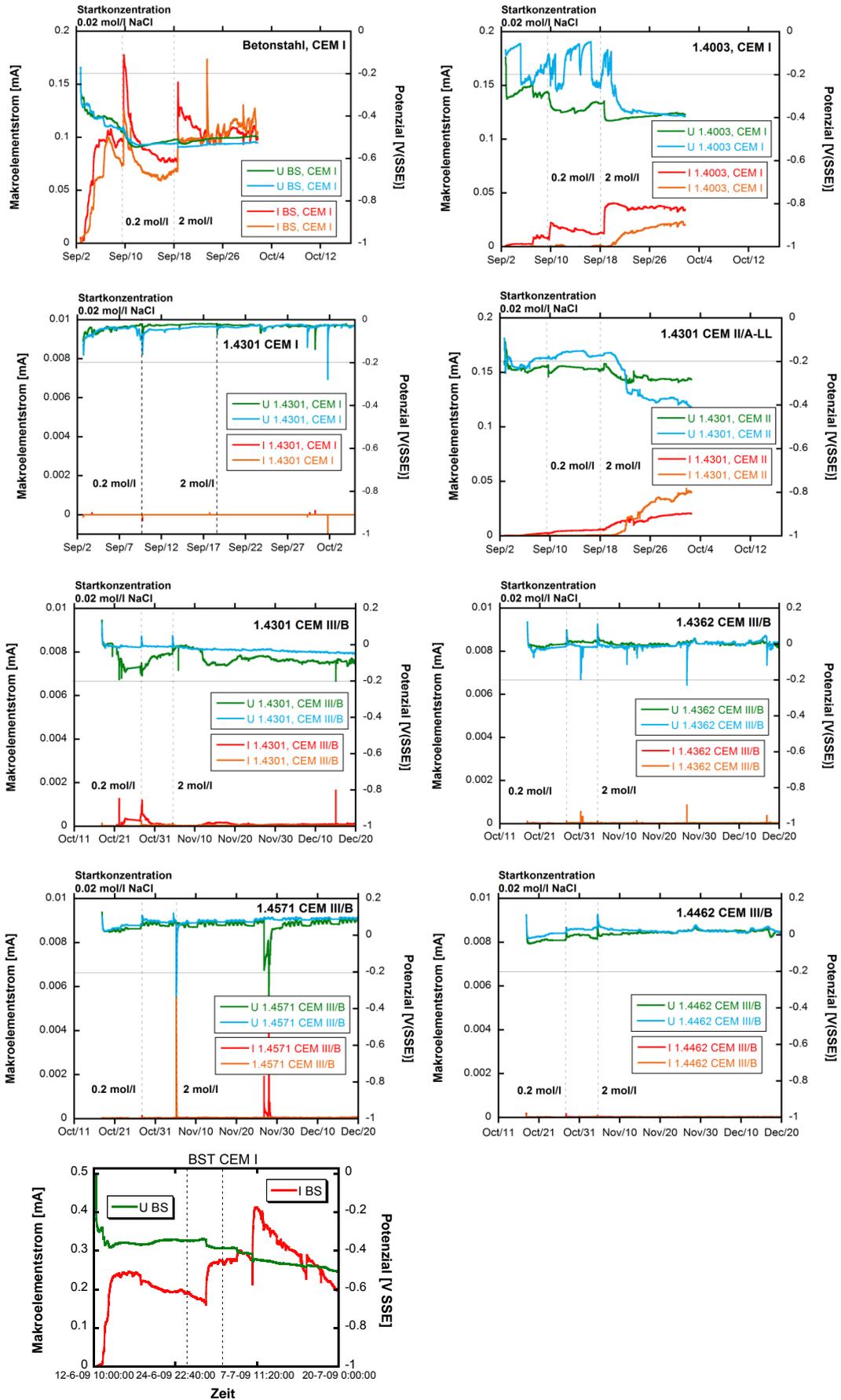


Abb. 4.7 Verlauf von Korrosionsstrom (I) und Korrosionspotenzial (U) während dem Durchflussversuch an gerissenen Betonkörpern



Abb. 4.8 Ausgebauter Top12-Stab nach dem Durchflussversuch



Abb. 4.9 Seitlich ausgedehnter Korrosionsangriff am normalen Betonstahl im Rissbereich, ergänzende Versuche mit Rissbildung an der HSR

5 Diskussion und Folgerungen

Das primäre Ziel der Anwendung von nichtrostenden Betonstählen im Betonbau ist das Verzögern der Initiierung von Korrosion, nach Möglichkeit bis ans Ende der Nutzungsdauer eines Bauteils. Wie die Ergebnisse der vorliegenden Untersuchungen gezeigt haben, verlängern nichtrostende Bewehrungsstähle die Initiierungsphase sowohl im ungerissenen als auch im gerissenen Beton. Allerdings ist diese Verlängerung bei gegebener chemischer Beanspruchung nicht nur von der Stahlqualität abhängig, sondern wird auch vom umgebenden Beton massgebend beeinflusst. Die in diesem Bericht dargelegten Untersuchungen zur Korrosionsbeständigkeit von nichtrostenden Betonstählen lassen auf ein ausgeprägtes Systemverhalten von Werkstoff, Einwirkungen und geometrischen Randbedingungen schliessen. Demzufolge können keine allgemein gültigen Empfehlungen für die Anwendung von nichtrostenden Betonstählen gemacht werden, sondern es müssen weitere Faktoren wie die Betonzusammensetzung, die Betonqualität, die Exposition des Bauteils inkl. Einwirkung von Feuchtigkeit und Schadstoffen sowie die konstruktiven Gegebenheiten berücksichtigt werden.

5.1 Beurteilung der Methodik

Lösungsversuche

Der Hauptvorteil der Lösungsversuche besteht in der einfachen und raschen Versuchsdurchführung. Wie Tab. 5.1 zeigt, erlauben die Messungen bei Variation von Chloridkonzentration und pH-Wert eine Differenzierung der verschiedenen Stahlsorten. Die Prüfergebnisse sind jedoch, im Vergleich zu Versuchen im Beton, zu optimistisch, d.h. die Beständigkeit des Stahls wird tendenziell überschätzt. Ein Grund für diese zu optimistische Beurteilung besteht darin, dass mit dem ec-pen eine praktisch ideale, spaltfreie Messanordnung vorliegt, was im „spaltenreichen“ Beton nicht der Fall ist (an die Stahloberfläche angrenzende Zuschläge, Poren, Mikrorisse etc.). Ein weiterer Grund ist die relativ kleine Messfläche (\varnothing ca. 1 mm), so dass der Einfluss von Inhomogenitäten auf der Stahloberfläche (z.B. Einschlüsse) nicht ausreichend erfasst wird. In den in diesem Projekt durchgeführten Lösungsversuchen hat der nichtrostende Betonstahl 1.4301 die Erwartungen an die Korrosionsbeständigkeit übertroffen. Die Erklärung für die recht hohe Beständigkeit dürfte primär auf die Reinheit der Oberfläche zurückzuführen sein. Im Vergleich zu den anderen nichtrostenden Stählen ohne Walzhaut wies der Stahl 1.4301 eine besonders homogene und glänzende Oberfläche auf, was auf eine optimale Verarbeitung schliessen lässt. Dies bestätigt, dass die Herstellung und Verarbeitung von nichtrostenden Stählen einen grossen Einfluss auf die Korrosionsbeständigkeit hat. Lösungsversuche, wie hier gezeigt, können sich im Sinne der Eigen- oder Fremdüberwachung für Produkthersteller und vergleichende Messungen eignen.

Tab. 5.1 Resultate der Lösungsversuche

(rot: unbeständig, orange: Aktiv/Passiv-Übergang, gelb: generell gute Beständigkeit, aber bei Veränderung der Umgebungsbedingungen kann Lochfrass ausgelöst werden, grün: sehr gute Beständigkeit)

Stahlsorte	pH 13	pH 11.5	pH 7
Betonstahl	0.1-1 mol/l (0.12 – 1 M.%/Z.)		
Top12	1 - 2 mol/l (1.2 – 2 M.%/Z.)	ca. 0.1 mol/l (ca. 0.12 M.%/Z.)	< 0.1 mol/l (< 0.1 %)
1.4301	> 3 M.%/Z.	UL>100 mV	UL>100 mV
1.4362	> 3 M.%/Z.	> 3 M.%/Z.	1- 3 mol/l (1.2 – 2 M.%/Z.)
1.4571	> 3 M.%/Z.	> 3 M.%/Z.	UL>100 mV
1.4462	> 3 M.%/Z.	> 3 M.%/Z.	> 3 M.%/Z.

Aufsaugversuche

Die Aufsaugversuche mit Betonkörpern erlauben eine praxisnahe Bestimmung des kritischen Chloridgehaltes. Allerdings sind die Versuche und die Bestimmung des kritischen Chloridgehaltes sehr aufwendig (Zeit, Kosten). Ausserdem sind die Chloridsensoren in Betonen mit dem CEM III/B schlecht geeignet, da z.B. das Anfangspotenzial in chloridfreiem Beton im Vergleich zu Beton mit CEM I stark verschoben ist. Es wird vermutet, dass das Potenzial der Chloridsensoren durch die im Hüttensandzement in grösserem Masse vorhandenen Sulfide beeinflusst wird. Dies ist auch von Bedeutung, wenn der Chloridgehalt im Beton im Labor potentiometrisch bestimmt wird, was zu fehlerhaften Resultaten führen kann. Weiter ist die Streuung der Messergebnisse im Beton generell relativ gross. Ein Wechsel auf Mörtel anstatt Beton könnte die Streuung reduzieren.

Versuche mit gerissenen Betonkörpern

Die Versuche mit gerissenen Betonkörpern erlauben eine gute Differenzierung der Stahlsorten sowie eine Beurteilung hinsichtlich Initiierung und Korrosionsfortschritt. Die gewählten Grenzwerte bei der Potenzial- und Korrosionsstrommessung haben sich bewährt. Trotzdem ist die Herstellung der Probekörper und die Versuchsdurchführung (Apparatur, Messtechnik) aufwendig. Eine Vereinfachung bei der Herstellung der Probekörper ergab sich beim modifizierten Aufbau für die Rissbildung an der Zugmaschine.

5.2 Erkenntnisse aus den Untersuchungen

In den Abb. 5.1 und 5.2 ist der kritische Chloridgehalt für die untersuchten Stahlqualitäten für Beton mit unterschiedlichen Zementarten, mit und ohne Karbonatisierung des Betons dargestellt. Der kritische Chloridgehalt ist u.a. abhängig vom Gehalt an Legierungselementen. Wichtigstes Element bezüglich Beständigkeit ist das Molybdän. Stähle ohne Molybdän (z.B. 1.4362) sind bei vergleichbarer Wirksumme gegenüber Stählen mit Molybdän (z.B. 1.4571) im Nachteil, insbesondere im karbonatisierten Beton oder in Betonen mit Zementen mit reduziertem Klinkergehalt.

Der kritische Chloridgehalt wird von der Zementart beeinflusst. Er nimmt mit abnehmendem Klinkergehalt ab (CEM I → CEM II/A-LL → CEM III/B). Für eine Gesamtbeurteilung muss aber auch der ggf. höhere Widerstand gegen eindringende Chloride (Chloridwiderstand) und der spezifische elektrische Betonwiderstand berücksichtigt werden [3]. Die Erfahrungen aus dem Ausland mit dem CEM III/B zeigen in spezifischen Fällen, dass Betone mit diesem Zement ein gutes Verhalten zeigen. Dabei kommt der ausreichenden Nachbehandlung eine ganz wesentliche Rolle zu.

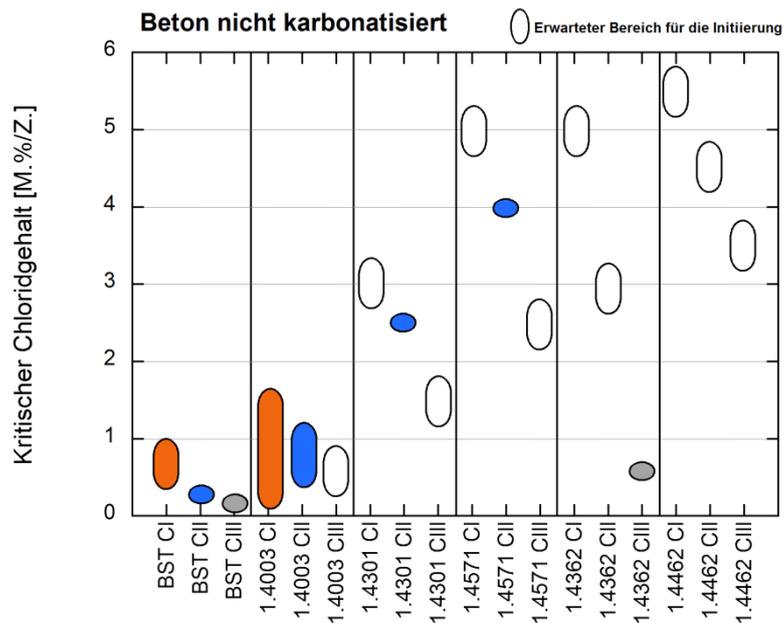


Abb. 5.1 Kritische Chloridgehalte im nicht karbonatisierten Beton. Orange: Beton mit CEM I, Blau: Beton mit CEM II/A-LL, Grau: Beton mit CEM III/B

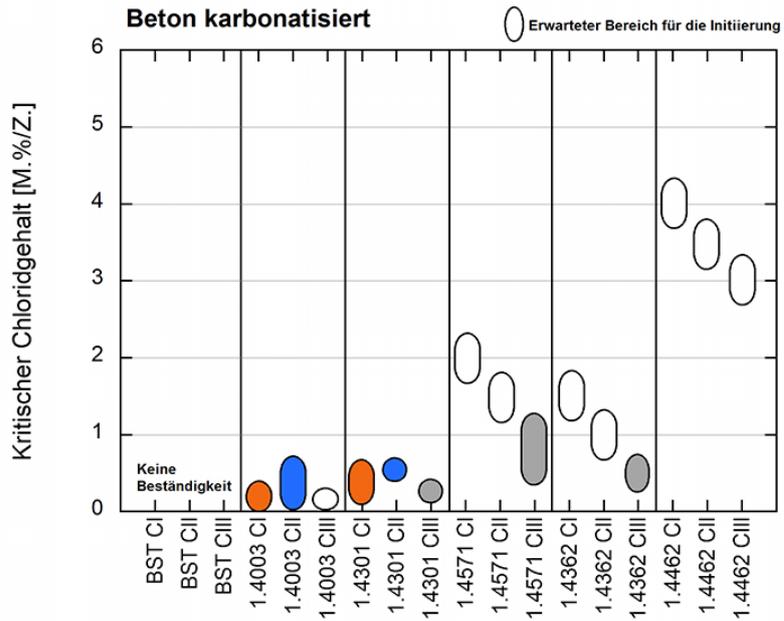


Abb. 5.2 Kritische Chloridgehalte im karbonatisierten Beton. Orange: Beton mit CEM I, Blau: Beton mit CEM II/A-LL, Grau: Beton mit CEM III/B

Die Abb. 5.3 und 5.4 zeigen den kritischen Chloridgehalt als Funktion der Wirksumme für nicht karbonatisierten und karbonatisierten Beton mit den drei unterschiedlichen Zementarten CEM I, CEM II/A-LL und CEM III/B. Der Einfluss der Stahlqualität, der Zementart und der Karbonatisierung ist in diesen Darstellungen besonders gut erkennbar. Die kritischen Chloridgehalte für den Top12-Stahl dürften im nicht karbonatisiertem Beton effektiv etwas höher liegen, als dies aus der Abb. 5.3 ersichtlich ist. Grund ist die Walzhaut des Top12 von der Herstellung, die im Vergleich zum Grundmaterial deutlich unbeständiger gegen Korrosion ist. Wird die Walzhaut vorgängig entfernt, z.B. mittels Beizen, zeigt der Stahl eine verbesserte Korrosionsbeständigkeit, wie verschiedene Untersuchungen zeigen.

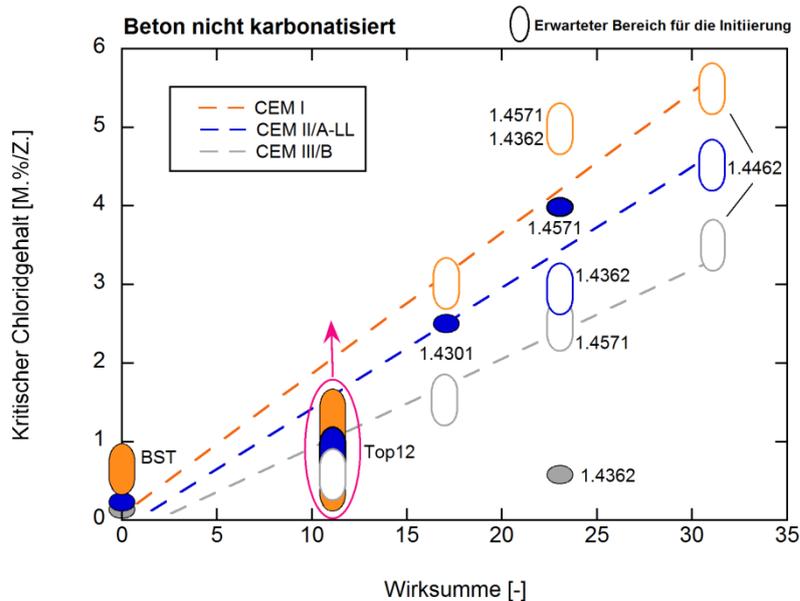


Abb. 5.3 Kritischer Chloridgehalt als Funktion der Wirksumme für nicht karbonatisierten Beton mit CEM I, CEM II/A-LL und CEM III/B

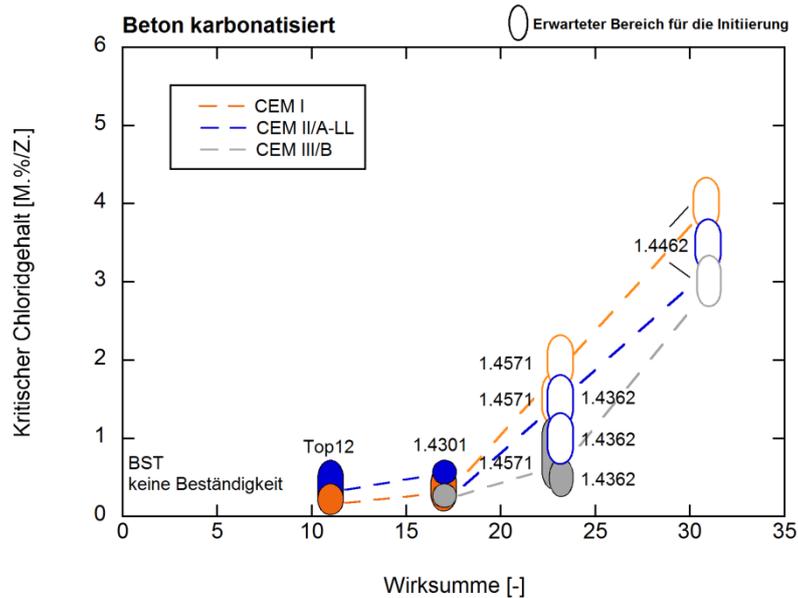


Abb. 5.4 Kritischer Chloridgehalt als Funktion der Wirksumme für karbonatisierten Beton mit CEM I, CEM II/A-LL und CEM III/B

Der kritische Chloridgehalt wird von der Oberflächenqualität der Stähle stark beeinflusst (Einschlüsse von der Herstellung, Ablagerungen z.B. Fremdrost, Wärmebehandlungen z.B. Schweissen).

Die Karbonatisierung des Betons führt zu einer markanten Reduktion des kritischen Chloridgehaltes (pH-Effekt). Betone mit CEM II/A-LL oder CEM III/B karbonatisieren deutlich schneller als Betone mit CEM I [Lagerblad 2005, Wierig 1984, Brameshuber 2009, Parrot 1996].

Der Chlorideintrag ist bei einem Beton mit CEM II/A-LL deutlich grösser als in einem Beton mit CEM I. CEM III/B nimmt in der Anfangsphase nur sehr wenig Chlorid auf. Sobald der Beton mit CEM III/B karbonatisiert ist, steigt die Chloridaufnahme um einen Faktor 3 bis 4. Die Ursache dieser Mehraufnahme dürfte auf einen porenöffnenden Effekt infolge der Karbonatisierung und ein verändertes Adsorptionsverhalten der Chloride zurückzuführen sein.

Im gerissenen Beton nimmt die Korrosionsgefährdung wegen des rascheren Schadstoffeintrags, insbesondere bei Trennrissen, zu. Durch die Untersuchungen konnte eine bisher in der Literatur nicht beschriebene, plausible Erklärung gefunden werden, warum in vielen Fällen kein Zusammenhang zwischen Rissbreite und Korrosion existiert. Massgebend für die Initiierung der Korrosion und den Korrosionsfortschritt ist nicht der Riss selbst, sondern die als Folge der Rissbildung geschwächte Verbundzone zwischen Bewehrungsstab und Beton im Bereich der Rissflanken. In dieser Zone konzentrieren sich die Schadstoffe bevorzugt auf, da der Widerstand gegen die Schadstoffaufnahme verringert ist und der Stoffaustausch im Vergleich zum Riss deutlich behindert ist (Abb. 5.5). Bei der Korrosion in Trennrissen ist von einer relativ hohen Korrosionsgeschwindigkeit auszugehen, da sich ein Makroelement zwischen einer flächenmässig eher kleinen aktiven Stelle und der umgebenden passiven Bewehrung als Kathode ausbildet. Weiter ist der Nachschub an Feuchtigkeit, Schadstoffen und Sauerstoff durch den Riss gewährleistet.

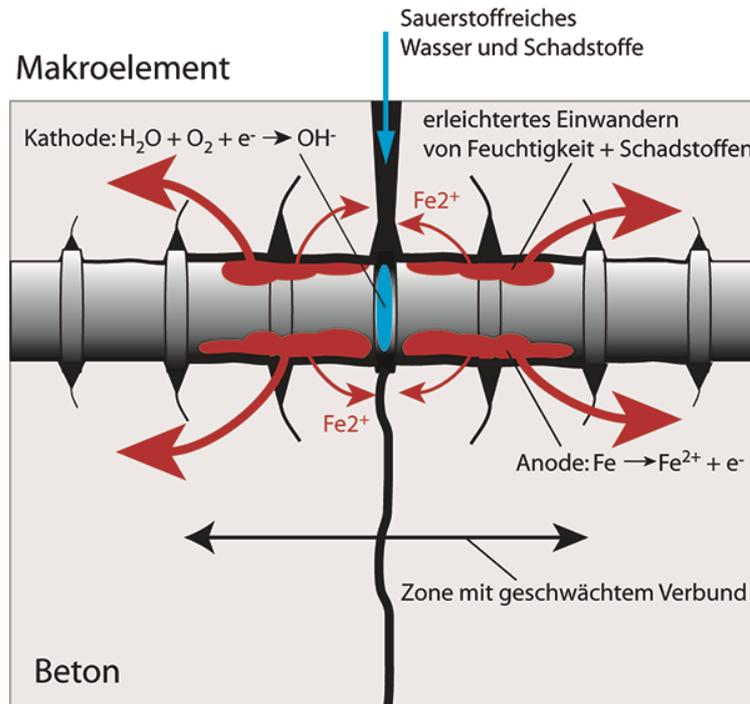


Abb. 5.5 Mechanismus der Korrosion im gerissenen Beton, Modell der Rissbildung in Anlehnung an [Goto 1971]

Obwohl durch den Einsatz nichtrostender Bewehrungsstähle eine möglichst korrosionsfreie Nutzungsdauer angestrebt wird, können in gewissen Situationen Korrosionsangriffe auftreten. Der Masseverlust von im Beton korrodierenden nichtrostenden Bewehrungsstählen ist geringer als beim unlegierten Bewehrungsstahl. Hingegen ist die Abtragtiefe (Querschnittsminderung) über die Zeit vergleichbar, da beim Angriff eine stärkere Lokalisierung auftritt. Infolge der geringeren Rostbildung sind Schäden an nichtrostenden Bewehrungsstählen bei visueller Inspektion vermutlich erst später erkennbar als beim normalen Betonstahl.

Mit der Entwicklung von korrosionstechnischen Prüfverfahren für nichtrostenden Betonstähle im ungerissenen und gerissenen Beton konnten bestimmte Anforderungen nichtrostender Stähle geprüft und dadurch deren Einsatzgrenzen festgelegt werden. Insbesondere zu Einflussgrößen wie der Legierungszusammensetzung und der Oberflächenqualität des Stahles oder dem pH-Wert und Chloridgehalt im Beton konnten wichtige Zusammenhänge erkannt und quantifiziert werden. Die gewonnenen, neuen Erkenntnisse aus diesen Untersuchungen sind in das neue SIA Merkblatt 2029 "Nichtrostender Betonstahl" eingeflossen. Das Ziel, eine relativ einfache und zuverlässige Methode zur Bestimmung des kritischen Chloridgehaltes im Beton zu entwickeln konnte hingegen nicht vollumfänglich erreicht werden. Die in diesem Projekt verwendeten Chloridsensoren sind in neuen Zementsorten, z.B. Hüttensand-Zemente, häufig nicht stabil und die Auswertung der Daten ist zu aufwendig. Obwohl weltweit grosse Anstrengungen zur Untersuchung des kritischen Chloridgehaltes unternommen wurden und auch heute noch werden, gibt es zurzeit noch keine optimale Untersuchungsmethode. Diesbezüglich sind weitere Untersuchungen notwendig.

6 Anwendung von nichtrostenden Stählen in der Praxis

Nichtrostende Betonstähle sind zwar teurer als normaler Betonstahl, für bestimmte Anwendungen können sie aber eine ernsthaft zu prüfende Variante sein, z.B.:

- Feingliedrige, dünnwandige Elemente (Platzmangel, Ästhetik, dichte Bewehrung).
- Bauteile mit strukturierter, d.h. z.B. mit gekratzter oder gestockter Oberfläche
- Ortbeton (schwierige Ausführung)
- Vorfabrikation (geringeres Gewicht wegen der geringeren Überdeckung)
- Betone mit neuen Zementen und/oder Gesteinskörnungen (z.B. Blähglas, Mischabbruch bzw. Mischgranulat etc.), mit denen noch wenig Langzeiterfahrungen vorliegen
- Vermeidung von Rostspuren bei Sichtbeton (z.B. wegen Unterbrüchen, schlechte Witterung)
- Instandsetzungen (ungenügende Überdeckung, Aufdoppelung nicht möglich).

Die Abb. 6.1 zeigt einige in den letzten Jahren realisierte Anwendungen mit dem nichtrostenden Stahl Top12 in der Schweiz. Das Dach der Volière Bois-de-la-Bâtie in Genf besteht aus einer schlanken Betonplatte in Sichtbetonqualität. Die obere, bewitterte Seite wurde mit dem nichtrostenden Stahl Top12 bewehrt (Beton C30/37, XC4(CH) und XF3(CH); Reduktion der Betondeckung von 40 auf 20 mm). Bauherr war die Ville de Genève, der Architekt: group 8, Genf, und der Ingenieur: Ingeni SA, Genf.

In [Marsch 2009] sind weitere Ansätze für die Wahl eines geeigneten nichtrostenden Betonstahls enthalten.



Abb. 6.1 Dach der Volière Bois-de-la-Bâtie in Genf, bewehrt mit Top12 Stahl

Um die Wahl eines geeigneten nichtrostenden Bewehrungsstahls für den Ingenieur zu erleichtern, wurde von der Arbeitsgruppe SIA Merkblatt 2029 eine Tabelle entwickelt, welche die wichtigsten Parameter bei der Werkstoffwahl von nichtrostenden Bewehrungsstählen enthält und wo Erkenntnisse aus diesem Projekt eingeflossen sind [Tab. 6.1]. Sie basiert auf den Expositionsclassen gemäss SN EN 206-1 und den Betonsorten gemäss SIA 118/262:2004 Anhang E (2009). Da es in der Praxis Fälle gibt, in denen eine normkonforme Bewehrungsüberdeckung nicht eingehalten werden kann, oder wo man die Bewehrungsüberdeckung gezielt reduziert, bietet sich der Einsatz von nichtrostenden Stählen an. Der Umgang mit reduzierter Bewehrungsüberdeckung ist in der Tabelle ebenfalls enthalten.

Die Empfehlungen zur Wahl der Korrosionswiderstandsklassen sind auf eine Nutzungsdauer von 50 Jahren abgestimmt. Für eine Nutzungsdauer von 100 Jahren sind unter Umständen weitergehende Massnahmen wie z.B. eine Vergrösserung der Bewehrungsüberdeckung, eine höhere Korrosionswiderstandsklasse usw. erforderlich. Die Wahl der Korrosionswiderstandsklasse richtet sich auch nach der Überprüfbarkeit (Einsichtbarkeit) des Bauteils, des zu erwartenden Chlorideintrags, dem technischen und finanziellen Aufwand einer Instandsetzung (Verkehrsbehinderung, Lärm) und den Bedingungen bei der Ausführung.

Tabelle 6.1 Anwendung nichtrostender Bewehrungsstähle nach Expositionsklassen und Betonsorten gemäss SIA 118/262:2004 Anhang E, Tabelle aus dem SIA Merkblatt 2029 (in Vernehmlassung)

	Betonsorte	Expositionsklasse	c _{nom} ²⁾ [mm]	Empfohlene Korrosionswiderstandsklasse			
				für c _{nom} ²⁾		für c _{red} ²⁾ < c _{nom} ²⁾	
				a	b	≥ 20mm	≥ 30mm
Hochbauten	A	XC2(CH)	35	0	0	1	
	B	XC3(CH)	35	0	0	1	
	C	XC4(CH), XF1(CH)	40	0	1	1	
Tiefbauten	D + E	XC4(CH), XD1(CH), XF2/4(CH)	40	0	1	2	1
	F + G	XC4(CH), XD3(CH), XF2/4(CH)	55	0 ¹⁾	2	4	3

- a: Karbonatisierung des Betons auf Bewehrungshöhe ist nicht zu erwarten, und es werden erhöhte bis hohe Anforderungen bezüglich Rissbildung gemäss Norm SIA 262 gestellt.
- b: Karbonatisierung auf Bewehrungshöhe ist zu erwarten, und es werden normale oder keine Anforderungen bezüglich Rissbildung gemäss Norm SIA 262 gestellt.
- ¹⁾ Je nach Relevanz (insbesondere auch bei Kombination) verschiedener Faktoren wie Überprüfbarkeit (Einsichtbarkeit), Chlorideintrag, Aufwand für die Instandsetzung (Störung des Verkehrsflusses etc.) und Bedingungen bei der Ausführung ist ein Stahl mit höherer Korrosionswiderstandsklasse einzusetzen.
- ²⁾ Die Werte der Bewehrungsüberdeckung dürfen bei der Ausführung maximal um die Abweichungen gemäss SIA 262 Ziffer A.3.5 unter- oder überschritten werden.

Anhänge

I	Zusammensetzung und Prüfergebnisse Betonsorten	87
---	---	-----------

I Zusammensetzung und Prüfergebnisse Betonarten

AGB 2005/010 (873007): Nichtrostende Stähle, Resultate der Frisch- und Festbetonprüfungen															
Allgemeine Angaben			Zement				Frischbeton, Proben				Würfeldruckfestigkeit				
TFB-Bericht Nr.	Herstellungsdatum & FBK Datum	Expositionsklassen	Grösstkorn D_{max} [mm]	Vorgaben w/z	Art	Dosierung [kg/m ³]	Luft °C	Beton °C	Rohdichte [kg/m ³]	LP [%]	F [mm]	Kor-sistenz-klasse	Würfel & Prismen	28-Tage MW [MPa]	Standard-abweichung [MPa]
873007-01	25.01.2008	XD2 (CH)	16	0.50	CEM I 42.5 N	330	19.5	21.7	2410	1.8	370	F2		-	-
873007-01	14.02.2008	XD2 (CH)	16	0.50	CEM I 42.5 N, 1. Etappe	330	18.7	20.7	2410	1.4	370	F2	W 1-7	53.5	1.0
873007-01	21.02.2008	XD2 (CH)	16	0.50	CEM I 42.5 N, 2. Etappe	330	19.6	18.6	2420	1.1	390	F2		-	-
873007-02	25.01.2008	XD2 (CH)	16	0.50	CEM II / A-LL 42.5N	330	18.9	19.5	2390	1.8	360	F2		-	-
873007-02	14.02.2008	XD2 (CH)	16	0.50	CEM II / A-LL 42.5N, 1. Etappe	330	18.7	19.5	2400	1.4	360	F2	W 1-7	48.7	0.8
873007-02	21.02.2008	XD2 (CH)	16	0.50	CEM II / A-LL 42.5N, 2. Etappe	330	19.3	18.6	2400	1.4	400	F2		-	-
873007-03	25.01.2008	XD2 (CH)	16	0.50	CEM III/B 42.5 L-LH HS (Juranit)	330	18.0	18.5	2390	2.0	350	F2		-	-
873007-03	28.02.2008	XD2 (CH)	16	0.50	CEM III/B 42.5 L-LH HS (Juranit), 1. Etappe	330	17.8	16.9	2400	1.3	400	F2	W 1-7	50.2	1.0
873007-03	06.03.2008	XD2 (CH)	16	0.50	CEM III/B 42.5 L-LH HS (Juranit), 2. Etappe	330	17.0	16.2	2390	1.5	370	F2		-	-

AGB 2005/010 (873007): Nichtrostende Stähle, Resultate der Frisch- und Festbetonprüfungen													
Allgemeine Angaben			Zement			Wasserleitfähigkeit, q _w (Bauteildicke b = 200 mm)			Chloridwiderstand				
TFB-Bericht Nr.	Herstellungsdatum & FBK Datum	Expositionsklassen	Größtkorn D _{max} [mm]	Vorgaben w/z	Art	Dosierung [kg/m ³]	Hydratationsporen U _E [Vol.-%]	Gesamtporosität n [Vol.-%]	Luftporengehalt LP [Vol.-%]	Mittelwert der Wasserleitfähigkeit [g/(m ² h)]	Standardabweichung [g/(m ² h)]	Chlorid-diffusionskoeffizient D _{Cl} [m ² /s]	Standardabweichung
873007-01	25.01.2008	XD2 (CH)	16	0.50	CEM I 42.5 N	330	-	-	-	-	-	-	-
873007-01	14.02.2008	XD2 (CH)	16	0.50	CEM I 42.5 N, 1. Etappe	330	11.2	12.1	0.9	4.5	0.6	8.32E-12	1.39E-12
873007-01	21.02.2008	XD2 (CH)	16	0.50	CEM I 42.5 N, 2. Etappe	330	-	-	-	-	-	-	-
873007-02	25.01.2008	XD2 (CH)	16	0.50	CEM II / A-LL 42.5N	330	-	-	-	-	-	-	-
873007-02	14.02.2008	XD2 (CH)	16	0.50	CEM II / A-LL 42.5N, 1. Etappe	330	12.5	13.6	1	5.5	1.2	7.67E-12	3.98E-12
873007-02	21.02.2008	XD2 (CH)	16	0.50	CEM II / A-LL 42.5N, 2. Etappe	330	-	-	-	-	-	-	-
873007-03	25.01.2008	XD2 (CH)	16	0.50	CEM III/B 42.5 L-LH HS (Juranit)	330	-	-	-	-	-	-	-
873007-03	28.02.2008	XD2 (CH)	16	0.50	CEM III/B 42.5 L-LH HS (Juranit), 1. Etappe	330	11.9	12.9	0.9	4.0	0.7	2.49E-12	3.44E-13
873007-03	06.03.2008	XD2 (CH)	16	0.50	CEM III/B 42.5 L-LH HS (Juranit), 2. Etappe	330	-	-	-	-	-	-	-

Abkürzungen

Begriff	Bedeutung
AAR	Alkali-Aggregat Reaktion
AGB	Arbeitsgruppe Brückenforschung
ASTM	American Society for Testing and Materials
ASTRA	Bundesamt für Strassen
CEM I	Portlandzement
CEM II/A-LL	Portlandkompositzement
CEM III/B	Hüttensandzement
DATEC	Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle comunicazioni
DETEC	Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication
DIBt	Deutsches Institut für Bautechnik
DIN	Deutsches Institut für Normung
ECISS	European Committee for Iron and Steel Standardization
ec-pen	Electrochemical Pen
EN	Europäische Norm
ETH	Eidgenössische Technische Hochschule
fib	International Federation for Structural Concrete
HSR	Hochschule Rapperswil
KWK	Korrosionswiderstandsklasse
NaCl	Natriumchlorid
RL	Relative Luftfeuchtigkeit
RILEM	Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux
SIA	Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein
SN	Schweizer Norm
SSE	Silber-/Silberchlorid-Elektrode
VSS	Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute
UVEK	Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation
WS	Wirksumme $WS = Cr + 3.3 \cdot Mo + n \cdot N$, Cr (Chrom), Mo (Molybdän), N (Stickstoff)

Literaturverzeichnis

[Angst 2009a]	U. Angst, B. Elsener, C. K.L. and Ø. Vennesland, Critical chloride content in reinforced concrete — A review, <i>Cement and Concrete Research</i> ; Vol. 39, 2009, p. 1122–1138
[Angst 2009b]	U. Angst, Experimental and Literature Study of the Critical Chloride Content in Reinforced Concrete, 3rd International RILEM PhD Student Workshop on Modelling the Durability of Reinforced Concrete, University of Minho, 22-24 October 2009, Guimarães, Portugal
[Angst 2011]	Ueli M. Angst, Bernhard Elsener, Claus K. Larsen, Øystein Vennesland, Chloride induced reinforcement corrosion: Electrochemical monitoring of initiation stage and chloride threshold values, <i>Corrosion Science</i> 53 (2011), 1451-1464
[Ann 2007]	K.Y. Ann and H.-W. Song, Chloride threshold level for corrosion of steel in concrete, <i>Corrosion Science</i> 49 (2007) 4113–4133
[Arches 2008]	M. Serdar and N. Gartner, Report on laboratory results (low-alloy steel, corrosion probes), ARC-M10, 9.9.2008
[Arches 2010]	Tomasz Wierzbicki, Final Arches (Assessment and Rehabilitation of Central European Highway Structures) executive summary report, May 2010. Arches: Assessment and Rehabilitation of Central European Highway Structures
[Bautista 2006]	A. Bautista, G. Blanco, F. Velasco, Corrosion behaviour of low-nickel austenitic stainless steels reinforcements: A comparative study in simulated pore solutions, <i>Cement and Concrete Research</i> , Volume 36, Issue 10, October 2006, p. 1922-1930.
[Bertolini 1998]	L. Bertolini, M. Gastaldi, T. Pastore, MP. Pedferri, P. Pedferri, Effects of galvanic coupling between carbon steel and stainless-steel reinforcement in concrete, <i>Int. Conf. on Corrosion and Rehabilitation of Reinforced Concrete Structures</i> , Federal Highway Administration, Orlando, 7-11 December 1998 (CD-ROM)
[Brameshuber 2009]	W. Brameshuber, A. Vollpracht und S. Rasch, Erarbeitung von Anwendungsregeln für Hüttensand als Betonzusatzstoff gemäss der harmonisierten Europäischen Stoffnorm, ibac, Aachen, Forschungsbericht Nr. F 7038 vom 09.03.2009, Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart, T 3223, 2009
[Breit 1994]	Untersuchungen über den kritischen, korrosionsauslösenden Chloridgehalt, Abschlussbericht F 355, ibac, RWTH Aachen (1994)
[Breit 1997a]	W. Breit, Kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt - Teil 1: Allgemeines, Kurzbericht Nr. 68, ibac, RWTH Aachen (1997)
[Breit 1997b]	W. Breit, Kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt - Teil 2: Untersuchungen an Stahl in chloridhaltigen alkalischen Lösungen, Kurzbericht Nr. 69, ibac, RWTH Aachen (1997)
[Breit 1997c]	W. Breit, Kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt - Teil 1: Untersuchungen an Mörtelelektroden in chloridhaltigen Lösungen, Kurzbericht Nr. 70, ibac, RWTH Aachen (1997)
[Breit 2000]	Breit, W. (2000): Kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt – Sachstand und neuere Untersuchungen / Critical corrosion inducing chloride content – State of the art and new investigation results. VDZ, <i>Betontechnische Berichte Concrete Technology Reports</i> 1998–2000, 2000: S. 145-167
[Breit 2011]	W. Breit, Ch. Dauberschmidt, Ch. Gehlen, Ch. Sodeikat, A. Taffe und U. Wiens, Zum Ansatz eines kritischen Chloridgehaltes bei Stahlbetonbauwerken, <i>Beton- und Stahlbetonbau</i> 106 (2011), Heft 5, S. 290-298
[Brühwiler 2008]	E. Brühwiler, E. Denarié, U. Urlau, S. Hasler, H. Peter, Betonstahl mit erhöhtem Korrosionswiderstand, <i>Beton- und Stahlbetonbau</i> 97, Heft 5, 2002
[BSSA 2003]	BSSA, The use of Stainless Steel Reinforcement in Bridges, Special BSSA Report, April 2003.
[Cacace 2003]	A. G. Cacace, Z. G. Matta, Stainless Steel Clad Reinforcing Bars to Improve the Durability of Reinforced Concrete in the Arabian Gulf, <i>Seventh International Conference of Concrete in Hot and Aggressive Environments</i> , 2003, p. 1-11
[Chiaw 2006]	ChC. Chiaw and I. Harik, Performance Evaluation of Concrete Bridge Decks Reinforced with MMFX and SSC Rebars, Kentucky Transportation Center, Report No. KTC-06-02/FRT113-01-1F, Jan. 2006
[Cimbéton 2004]	CIM Béton and I.D.Inox, Béton armé d'inox – Le choix de la durée, Cimbéton, Centre d'Information sur le Ciment et ses applications, Collection Technique T.81, 2004.
[Clemeña 2004]	G.G. Clemeña and Y.P. Virmani, Comparing the Chloride Resistances of Reinforcing Bars, <i>Concrete International</i> , Nov. 2004, p. 1-11.
[Cochrane 2003]	D. Cochrane, Success for stainless steel - durable reinforced concrete bridges, <i>Concrete</i> , March 2003, p. 26-28.
[Cross 2001]	W.M. Cross, E.F. Duke, J.J. Kellar, K.N. Han and D. Johnston, Stainless Steel Clad Rebar in Bridge Decks, South Dakota Department of Transportation, Report No. SD2000-04-F,

	Nov. 2001
[Cui 2006a]	F. Cui, A.A. Sagüés, Exploratory Assessment of Corrosion Behavior of Stainless Steel Clad Rebar : Part 1 – Experimental, CORROSION, Vol. 62, No. 9, 2006
[Cui 2006b]	F. Cui, A.A. Sagüés, Exploratory Assessment of Corrosion Behavior of Stainless Steel Clad Rebar : Part 2 – Modeling of Galvanic Corrosion at Cladding Breaks, CORROSION, Vol. 62, No. 9, 2006
[Darwin 2007]	D. Darwin, J. Browning, T. Van Nguyen, C. Locke, Evaluation of Metallized Stainless Steel Clad Reinforcement, University of Kansas Center for Research, Report No. SD2002-16-F, July 2007
[Darwin 2009]	David Darwin, JoAnn Browning, Matthew O'Reilly, Lihua Xing, and Jianxin Ji, Critical Chloride Corrosion Threshold of galvanized reinforcing bars, ACI Materials Journal, V. 106, No. 2, March-April 2009
[Dauberschmidt 1999]	C. Dauberschmidt, R. Weydert, P. Schiessl, Reinforcement Corrosion in Cracks of High Performance Concrete, Proceeding of COST 521 Workshop, Annecy (1999)
[Edvardsen 1996]	C.K. Edvardsen, Wasserdurchlässigkeit und Selbstheilung von Trennrissen, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft Nr. 455 (1996).
[Elsener 2011]	B. Elsener, D. Addari, S. Coray and A. Rossi, Stainless steel reinforcing bars – reason for their high pitting corrosion resistance, Materials and Corrosion 2011, 62, No. 2, p. 111-119
[fib 2009]	fib-Bulletin 49 "Corrosion protection of reinforcing steels"
[Gedge 2003]	G. Gedge, Rationale for using Stainless Steel Reinforcement in the UK Construction Industry, International Stainless Steel Forum ISSF-7 conference in May 2003, http://www.worldstainless.org/ .
[Goto 1971]	Y. Goto, Cracks formed in concrete around deformed tension bars. Journal of the American Concrete Institute, 68: 244-251, 1971
[Harnisch 2011]	J. Harnisch und M. Raupach, Untersuchungen zum kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt unter Berücksichtigung der Kontaktzone zwischen Stahl und Beton Beton- und Stahlbetonbau 106 (2011), Heft 5. S. 299-307
[Hartt 2004]	W.H. Hartt, R.G. Powers, V. Leroux, D.K. Lysogorski, Critical Literature Review of High-Performance Corrosion Reinforcements in Concrete Bridge Applications, Office of Infrastructure Research and Development – Federal Highway Administration, July 2004, p. i-iv.
[Hartt 2007]	W.H. Hartt, R.G. Powers, D.K. Lysogorski, V. Liroux, Y.P. Virmani, Corrosion Resistant Alloys for Reinforced Concrete, FHWA, Report No. FHWA-HRT-07-039, July 2007
[Hunkeler 1994]	F. Hunkeler, Grundlagen der Korrosion und der Potentialmessung bei Stahlbetonbauten, VSS-Bericht Nr. 510 (1994)
[Hunkeler 1996]	F. Hunkeler, Die Bedeutung der Permeabilität für Betonbauwerke, TFB-Kurs 957271, Schulungszentrum TFB (1996)
[Hunkeler 2000]	F. Hunkeler, Einsatz von nichtrostenden Bewehrungsstählen im Betonbau, Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation, Bundesamt für Strassen, VSS-Bericht Nr. 543, 2000
[Hunkeler 2002]	F. Hunkeler, H. Ungricht, Chr. Merz, Vergleichende Untersuchungen zum Chloridwiderstand von Betonen, Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation, Bundesamt für Strassen, VSS-Bericht Nr. 568, 2002
[Hunkeler 2002]	F. Hunkeler, H. Ungricht, Chr. Merz, Vergleichende Untersuchungen zum Chloridwiderstand von Betonen, Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation, Bundesamt für Strassen, VSS-Bericht Nr. 568, 2002
[Hunkeler 2006]	F. Hunkeler, Die Bedeutung der Permeabilität für Betonbauwerke, TFB-Kurs 957271, Schulungszentrum TFB (1996).
[Hunkeler 2006]	F. Hunkeler, Die Bedeutung der Permeabilität für Betonbauwerke, TFB-Kurs 957271, Schulungszentrum TFB (1996).
[Hunkeler 2010a]	F. Hunkeler und L. Bäurle, Korrosionsbeständigkeit eines nichtrostenden Chromstahls in karbonatisiertem Normal-, Leicht- und Recyclingbeton, Beton- und Stahlbeton, Vol. 105, 2010, Heft 12, S. 797- 804.
[Hunkeler 2010b]	F. Hunkeler und L. Bäurle, Nichtrostende Bewehrung, tec21, Nr. 19, 2010, S. 29-32
[Hurley 2006]	M.F. Hurley and J.R. Scully, Threshold Chloride Concentrations of Selected Corrosion-Resistant Rebar Materials Compared to Carbon Steel, CORROSION, Vol. 62, No. 10, 2006
[Jacobs 2011]	F. Jacobs, Die Normen für Stahlbeton – einst und jetzt, die baustellen, Nr. 07/08, 2011
[Jäggi 2000]	S. Jäggi, Experimentelle und numerische Modellierung der lokalen Korrosion von Stahl in Beton unter besonderer Berücksichtigung der Temperaturabhängigkeit, Diss. ETH Nr. 14058, 2001, ETH Zürich
[Ji 2005]	J. Ji, D. Darwin and J.P. Browning, Corrosion resistance of duplex stainless steels and MMFY microcomposite steel for reinforced concrete bridge decks, Univ. of Kansas, Center for Research, Struct. Engineering and Eng. Materials, SM Report No. 80, December 2005

[JSCE 2009]	Japan Society of Civil Engineers, Recommendations for Design and Construction of Concrete Structures Using Stainless Steel Bars (draft), Concrete Library 130, June 2009
[Käser 1988]	M. Käser und C. Menn, Dauerhaftigkeit von Stahlbetontragwerken; Auswirkungen der Rissbildung, Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Bericht Nr. 160 (1988), Birkhäuser Verlag Basel
[Keller 1991]	Th. Keller, Dauerhaftigkeit von Stahlbetontragwerken, Diss ETH Nr. 9605, Birkhäuser Verlag, Basel, 1991
[L'Hostis 2008]	V. L'Hostis, S. Charles, S. Poyet, Influence of environmental and structural parameters on chloride-induced-corrosion of reinforced concrete structures, Eurocorr 2008, Edinburgh
[Lagerblad 2005]	B. Lagerblad, Carbon dioxide uptake during concrete life cycle - State of the art, Swedish Cement and Concrete Research Institute, CBI Report 2:2005
[Markeset 2006]	G. Markeset, S. Rostam and O. Klinghoffer, Guide for the use of stainless steel reinforcement in concrete structures, BYGGFORSK, Norwegian Building Research Institute, Nordic Innovation Centre project – 04118: "Corrosion resistant steel reinforcement in concrete structures (NonCor)", Project report 405 – 2006, 2006.
[Marsch 2009]	[Marsch 2009] (B.K. Marsch, Stainless steel reinforcement - The use of predictive models in specifying selective use of stainless steel reinforcement, Report for Outokumpu Stainless, Ove Arup & Partners Ltd, Job No. 126211-00, August 2009.)
[McDonald 1998]	D.B. McDonald, D.W. Pfeifer and M.R. Sherman, Corrosion evaluation of epoxy-coated, metallic-clad and solid metallic reinforcing bars in concrete, FHWA, Report No. FHWA-RD-98-153, Dec. 1998
[Melchers 2009]	R.E. Melchers and C.Q. Li, Reinforcement corrosion initiation and activation times in concrete structures exposed to severe marine environments, Cement and Concrete Research 39 (2009) 1068–1076
[Nürnberger 1990]	U. Nürnberger, Korrosion und Korrosionsschutz der Bewehrung im Massivbau, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft Nr. 405 (1990).
[Nürnberger 1995]	U. Nürnberger, Korrosion und Korrosionsschutz im Bauwesen, Bauverlag GmbH, Wiesbaden und Berlin (1995).
[Nürnberger 1996]	Stainless steel in concrete - state of the art report, Ed.: U. Nürnberger, European Federation of Corrosion, Report No.18, The Institute of Materials, 1996.
[Nürnberger 1999]	U. Nürnberger, W. Beul, Corrosion of Stainless Steel Reinforcement in Cracked Concrete, Otto-Graf-Journal, Vol. 10 (1999)
[Nygaard 2005]	P.V. Nygaard and M.R. Geiker, A method for measuring the chloride threshold level required to initiate reinforcement corrosion in concrete, Materials and Structures, Vol. 38, May 2005, p. 489-494
[Parrot 1996]	L. J. Parrott, Some effects of cement and curing upon carbonation and reinforcement corrosion in concrete, Materials and Structures/Matériaux et Constructions, Vol. 29, April 1996, pp 164-173
[Phares 2006]	B.M. Phares, F.S. Fanous, T.J. Wipf, Y-S. Lee, M.J. Jolley, Evaluation of Corrosion Resistance of Different Steel Reinforcement Types, Center for Transportation Research and Education Iowa State University and Iowa Department of Transportation, Report No CTRE Project 02-103, May 2006
[Pillai 2005]	Pillai, R. G., Trejo, D. (2005): Surface Condition Effects on Critical Chloride Threshold of Steel Reinforcement. ACI Materials Journal, March-April 2005: S. 103-109
[Presuel-Moreno 2008]	F. Presuel-Moreno, J.R. Scully and S.R. Sharp, Literature Review of Commercially Available Alloys That Have Potential as Low-Cost, Corrosion-Resistant Concrete Reinforcement, Corrosion, Vol. 66, No. 8 (August), 2010, p. 1-13
[Randström 2010]	S. Randström, M. Almén, R. Pettersson and M. Adair, Reproducibility of critical chloride threshold levels for stainless steel reinforcement, Structural Faults & Repair - 2010, 15th-17th June 2010, Edinburgh
[Raupach 1996]	M. Raupach, Corrosion of steel in the area of cracks in concrete - Laboratory tests and calculations using a transimion-line-model, Corrosion of reinforcement in concrete construction, Eds.: C.L. Page, P.B. Bamforth and J.W. Figg, The Royal Society of Chemistry, Cambridge (1996), pp. 13-23.
[Raupach 2008]	M. Raupach, J. Warkus, Korrosionsverhalten der Bewehrung im Bereich von Rissen bei Verwendung hochfester Betone in den Expositionsklassen XD1 und XD3 unter Praxisbedingungen, Forschungsbericht F 863, Institut für Bauforschung Aachen, 2008
[Raupach 2008]	M. Raupach, J. Warkus, Korrosionsverhalten der Bewehrung im Bereich von Rissen bei Verwendung hochfester Betone in den Expositionsklassen XD1 und XD3 unter Praxisbedingungen, Forschungsbericht F 863, Institut für Bauforschung Aachen, 2008
[Ryou 2008]	Ryou, J. S., Ann, K. Y. (2008): Variation in the chloride threshold level for steel corrosion in concrete arising from different chloride sources. Magazine of Concrete Research, Vol. 60, No. 3, April 2008: S. 177-187

[Sandberg 1995]	P. Sandberg, Critical evaluation of factors affecting chloride initiated reinforcement corrosion in concrete, University of Lund, Institute of Technology, Division of Building Materials, Report TVBM--3068, Licentiate Thesis, 1995
[Schiegg 2002]	Y. Schiegg, Online-Monitoring zur Erfassung der Korrosion der Bewehrung von Stahlbetonbauten, Diss. ETH Nr. 14583, 2002
[Schiegg 2004]	Y. Schiegg, C.-H. Vouite, H. Peter, S. Hasler, U. Urlau, Initiation and Corrosion Propagation of Stainless Steel Reinforcements in Concrete Structures, Proc. Eurocorr'04, Nice, France, 2004
[Schiessl 1976]	P. Schiessl, Zur Frage der zulässigen Rissbreite und der erforderlichen Betondeckung im Stahlbetonbau unter besonderer Berücksichtigung der Karbonatisierung des Betons, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft Nr. 255 (1976)
[Schiessl 1994]	P. Schiessl und W. Breit, Dauerhaftigkeit örtlicher Instandsetzungen von Schäden durch Bewehrungskorrosion im Stahlbetonbau, Bericht F 332, ibac, RWTH Aachen (1994)
[Schöppel 2010]	K. Schöppel Aussagekraft von Chloridwerten aus Betonbauwerken hinsichtlich der Korrosionsgefährdung, Beton- und Stahlbetonbau 105 (2010), Heft 11, S. 703-717
[Seliem 2006]	Hatem Seliem, Gregory Lucier, Sami Rizkalla and Paul Zia, Behavior of Concrete Bridge Decks Reinforced with MMFX Steel, Advances in Engineering Structures, Mechanics & Construction, 139–152, 2006
[Serdar 2008]	M. Serdar, Alternative reinforcement for durable reinforced concrete structures, 11DBMC International Conference on Durability of Building Materials and Components, Istanbul, Turkey, May 11-14th, 2008.
[Silva 2009]	N. Silva, T. Luping and S. Rauch, An Innovative Approach for Measuring Chloride Threshold Levels in Reinforced Concrete, 3rd International RILEM PhD Student Workshop on Modelling the Durability of Reinforced Concrete, University of Minho, 22-24 October 2009, Guimarães, Portugal
[Song 2010]	H.W. Song, M.S. Jung, Ch.H. Lee, S.H Kim and K.Y. Ann, Influence of chloride ions in cement matrix on corrosion of steel, ACI Materials Journal, July-August 2010, p. 332-339
[Tae 2002]	S.H. Tae, T. Noguchi, M. Kanematsu, T. Ujiro, Corrosion Resistance of Cr-Bearing Corrosion Resistant Rebar in Concrete with High Chloride Content, Proc. 1st fib Congress, Osaka, 2002, Session 8, p. 155-160.
[Tae 2006a]	S. Tae, H.-S. Lee, T. Noguchi, T. Ujiro and S.-W. Shin, Corrosion Resistance of Cr-bearing rebar to Macrocell Corrosion Caused by Concrete Cover Crack, ISIJ International, Vol. 46 (2006), No. 7, p. 1086–1092.
[Tae 2006b]	S.-H. Tae, T. Noguchi, T. Ujiro, Corrosion Resistance of Cr-bearing Rebar in Macrocell Corrosion Environments Due to Different Concentrations of Chloride Ions, ISIJ International, Vol. 46, No. 10, 2006, p. 1467-1472.
[Tae 2006c]	S.H. Tae, H.S. Lee, T. Noguchi, T. Ujiro and S.W. Shin, Corrosion Resistance of Cr-bearing Rebar in Concrete with Chloride Ion Content, ISIJ International, Vol. 46, 2006, p. 1075-1080
[Tae 2007]	S. Tae, T. Noguchi and T. Ujiro, Corrosion Inhibition by Cr-bearing Rebar in Concrete Due to Combined Deterioration of Carbonation and Chloride Attack, ISIJ International, Vol. 47 (2007), No. 1, p. 146–150.
[Tae 2009]	S.H. Tae, Probability of Galvanic Corrosion of Cr-bearing Rebars in Concrete, ISIJ International, Vol. 49 (2009), No. 8, pp. 1206–1211
[THA 2002]	The Highway Agency, BA84/02: Design Manual for Roads and Bridges – Volume 1, Section 3, Part 15 <i>Use of stainless steel reinforcement in highway structures</i> . HMSO, 2002
[Thomas 1996]	M. Thomas, Chloride thresholds in marine concrete, Cement and Concrete Research, Vol. 26, No. 4 (1996), pp. 513-519
[Trejo 2003]	D. Trejo, R. G. Pillai, Accelerated Chloride Threshold Testing: Part I – ASTM A 615 and A 706 Reinforcement, ACI Materials Journal, Vol. 100, No. 6, November-December 2003, p. 519-527
[Trejo 2009a]	D. Trejo and C. Halmen, Corrosion performance tests for reinforcing steel in concrete: Test procedures, Report No. FHWA/TX-09/0-4825-P1, September 2009
[Trejo 2009b]	D. Trejo, C. Halmen, and K. Reinschmidt, Corrosion performance tests for reinforcing steel in concrete: Technical Report, Report No. FHWA/TX-09/0-4825-1, October 2009
[Weber 1993]	J.W. Weber, M. Raupach, Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von Instandsetzungen bei Betonen mit hohem Chloridgehalt, Bericht F 261, ibac, RWTH Aachen (1993)
[Wiens 1996]	U. Wiens, Einfluss von Steinkohlenflugasche auf die chloridinduzierte Korrosion von Stahl in Beton, ibac Mitteilungen 1996, RWTH Aachen
[Wierig 1984]	H.-J. Wierig, Longtime studies on the carbonation of concrete under normal outdoor exposure, Proc. of the RILEM Seminar on the Durability of Concrete Structures under Normal Outdoor Exposure, Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung, Universität Hannover (1984), pp. 239-249

[Yu 2010]	H. Yu, X. Shi, W.H. Hartt and B. Lu, Laboratory investigation of reinforcement corrosion initiation and chloride threshold content for self-compacting concrete, <i>Cement and Concrete Research</i> 40 (2010) 1507–1516
[Zhang 2009]	J.Y. Zhang, S.Y. Qian and B. Baldock, Laboratory study of corrosion performance of reinforced steels for use in concrete structures, National Research Council Canada, Report IRC-RR-284, Sept. 2009
[Zimmermann 2000]	L. Zimmermann, Korrosionsinitiiender Chloridgehalt von Stahl in Beton, Diss. ETH Nr. 13870, ETH Zürich
Poursaee 2009	A. Poursaee , C.M. Hansson, Potential pitfalls in assessing chloride-induced corrosion of steel in concrete, <i>Cement and Concrete Research</i> 39 (2009) 391–400

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

Formular Nr. 3: Projektabschluss

erstellt / geändert am: 11.4.2012

Grunddaten

Projekt-Nr.: AGB 2005/010
 Projekttitel: Korrosionsbeständigkeit von nichtrostenden Betonstählen
 Enddatum: 31.1.2012

Texte

Zusammenfassung der Projektergebnisse:

Die Ergebnisse der vorliegenden Untersuchungen zeigen, dass nichtrostende Bewehrungsstähle die Phase bis zur Initiierung der Korrosion sowohl im ungerissenen als auch im gerissenen Beton verlängern. Allerdings ist diese Verlängerung bei gegebener chemischer Beanspruchung nicht nur von der Stahlqualität abhängig, sondern wird auch vom umgebenden Beton massgebend beeinflusst. Es kann in diesem Zusammenhang von einem ausgeprägten Systemverhalten von Werkstoff, Einwirkungen und geometrischen Randbedingungen gesprochen werden. Folglich müssen bei der Wahl eines nichtrostenden Betonstahls nicht nur die Stahlqualität, sondern auch weitere Faktoren wie die Betonzusammensetzung, die Betonqualität, die Exposition des Bauteils inkl. Einwirkung von Feuchtigkeit und Schadstoffen sowie die konstruktiven Gegebenheiten berücksichtigt werden. Im korrosionstechnischen Teil dieses Forschungsprojektes wurden drei verschiedene Methoden entwickelt, mit denen die Korrosionsbeständigkeit von nichtrostenden Betonstählen untersucht werden können. Es handelt sich dabei um elektrochemische Lösungsversuche, Aufsaugversuche mit nicht karbonatisierten und karbonatisierten Betonprüfkörpern (Bestimmung des kritischen Chloridgehaltes) und Versuche mit gerissenen Betonprüfkörpern. Durch die Untersuchungen am gerissenen Beton konnte eine bisher in der Literatur nicht beschriebene, plausible Erklärung gefunden werden, warum in vielen Fällen kein Zusammenhang zwischen Rissbreite und Korrosion existiert. Massgebend für die Initiierung der Korrosion und den Korrosionsfortschritt ist nicht der Riss selbst, sondern die als Folge der Rissbildung geschwächte Verbundzone zwischen Bewehrungsstab und Beton im Bereich der Rissflanken. In dieser Zone konzentrieren sich die Schadstoffe bevorzugt auf, da der Widerstand gegen die Schadstoffaufnahme verringert ist und der Stoffaustausch im Vergleich zum Riss deutlich behindert ist. Bei der Korrosion in Trennrissen ist in Beton mit CEM I und CEM II/A-LL von einer relativ hohen Korrosionsgeschwindigkeit auszugehen, da sich zwischen einer flächenmässig eher kleinen aktiven Stelle und der umgebenden passiven Bewehrung als Kathode ein Makroelement ausbildet und der Nachschub an Feuchtigkeit, Schadstoffen und Sauerstoff durch den Riss gewährleistet ist.

Die Untersuchungen haben aufgezeigt, wie in Zukunft die Beständigkeit von nichtrostenden Stählen beurteilt werden kann. Die Ergebnisse sind in das Merkblatt SIA 2029 eingeflossen.



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

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

Zielerreichung:

Mit der Entwicklung von korrosionstechnischen Prüfverfahren für nichtrostenden Betonstähle im ungerissenen und gerissenen sowie im nicht karbonatisierten und karbonatisierten Beton konnten bestimmte Anforderungen nichtrostender Stähle geprüft und dadurch deren Einsatzgrenzen festgelegt werden. Insbesondere zu den Einflussgrössen, wie z.B. der Legierungszusammensetzung und der Oberflächenqualität des Stahles oder dem pH-Wert und Chloridgehalt im Beton, konnten wichtige Zusammenhänge erkannt und quantifiziert werden. Die gewonnenen, neuen Erkenntnisse aus diesen Untersuchungen sind in das neue Merkblatt SIA 2029 "Nichtrostender Betonstahl" eingeflossen. Das Ziel, eine relativ einfache und zuverlässige Methode zur Bestimmung des kritischen Chloridgehaltes im Beton zu entwickeln, konnte hingegen nicht vollumfänglich erreicht werden. Die in diesem Projekt verwendeten Chloridsensoren sind bei gewissen Zementarten (z.B. hüttensandhaltige Zemente) nicht ausreichend stabil und die Auswertung der Daten ist aufwändig oder nicht möglich. Da zurzeit weltweit keine etablierte Untersuchungsmethode existiert, sind diesbezüglich weitere Untersuchungen nötig.

Folgerungen und Empfehlungen:

Um für den Ingenieur die Wahl eines geeigneten nichtrostenden Bewehrungsstahls zu erleichtern, wurde von der Arbeitsgruppe Merkblatt SIA 2029 eine Tabelle entwickelt, welche die wichtigsten Parameter bei der Wahl des optimalen nichtrostenden Bewehrungsstahles enthält. Darin sind die Erkenntnisse aus diesem Projekt eingeflossen. Die Tabelle basiert auf den Expositionsklassen gemäss Norm SN EN 206-1, der Bewehrungsüberdeckung gemäss Norm SIA 262 und den Betonsorten gemäss Norm SIA 118/262:2004 Anhang E (2009). Da es in der Praxis Fälle gibt, bei denen eine normkonforme Bewehrungsüberdeckung nicht eingehalten werden kann oder die Bewehrungsüberdeckung gezielt reduziert werden soll, bietet sich der Einsatz von nichtrostenden Stählen an. Der Umgang mit reduzierter Bewehrungsüberdeckung ist in der Tabelle ebenfalls enthalten.

Publikationen:

Y. Schiegg, F. Hunkeler, C.-H. Voûte, Abschlussbericht AGB 2005/010, publiziert als VSS-Bericht unter dem Titel "Korrosionsbeständigkeit von nichtrostenden Betonstählen", 2012

Y. Schiegg, C.-H. Voûte, "Korrosionsbeständigkeit von nichtrostenden Betonstählen", SIA Dokumentation D 0234 - Neues aus der Brückenforschung, 2010

Merkblatt SIA 2029 "Nichtrostender Betonstahl" (in Vernehmlassung)

Der Projektleiter/die Projektleiterin:

Name: Schiegg

Vorname: Yves

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

Unterschrift des Projektleiters/der Projektleiterin:



FORSCHUNG IM STRASSENWESEN DES UVEK

Formular Nr. 3: Projektabschluss

Beurteilung der Begleitkommission:

Beurteilung:

Das Projektziel, Methoden zur Charakterisierung der Korrosionsbeständigkeit von nichtrostenden Betonstählen zu entwickeln, konnte weitgehend erreicht werden. Bei der Bestimmung des kritischen Chloridgehaltes im Beton ist noch Optimierungspotenzial vorhanden. Die Ergebnisse zeigen eindrücklich, dass nebst der Stahlqualität auch der umgebende Beton, insbesondere die Zementart, einen wesentlichen Einfluss auf die Dauerhaftigkeit ausübt. Mit den Laborversuchen im gerissenen Beton konnten zudem neue Erkenntnisse zum Korrosionsverhalten generiert werden, die auch international Beachtung finden dürften. Schliesslich konnte dank diesem Forschungsprojekt ein neues SIA Merkblatt erarbeitet werden, das dem Ingenieur die Anwendung nichtrostender Betonstähle im Bauwesen erleichtern wird.

Umsetzung:

Wichtige Erkenntnisse des Forschungsprojektes fliessen über das neue Merkblatt SIA 2029 direkt in die Praxis ein. Das Merkblatt enthält Hinweise zur Wahl einer geeigneten Stahlsorte unter Berücksichtigung der Expositionsklasse und der Betonqualität, zur Bewehrungsüberdeckung, zur Bemessung und zur korrekten Handhabung von nichtrostenden Betonstählen.

weitergehender Forschungsbedarf:

- Untersuchungsmethode zur Bestimmung des kritischen Chloridgehaltes
- Korrosionsverhalten von nichtrostenden Stählen unter Praxisbedingungen

Einfluss auf Normenwerk:

SIA Merkblatt 2029 Nichtrostender Betonstahl (in Vernehmlassung)

Der Präsident/die Präsidentin der Begleitkommission:

Name: Käser

Vorname: Martin

Amt, Firma, Institut: Baudirektion des Kt. Zürich, Tiefbauamt

Unterschrift des Präsidenten/der Präsidentin der Begleitkommission:

Verzeichnis der Berichte der Forschung im Strassenwesen

Forschungsberichte seit 2009

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Datum
1334	ASTRA 2009/009	Was treibt uns an ? Antriebe und Treibstoffe für die Mobilität von Morgen <i>Transports de l'avenir ?</i> <i>Moteurs et carburants pour la mobilité de demain</i> <i>What drives us on ?</i> <i>Drives and fuels for the mobility of tomorrow</i>	2011
1335	VSS 2007/502	Stripping bei lärm mindernden Deckschichten unter Überrollbeanspruchung im labormasstab <i>Désenrobage des enrobés peu bruyants des couches de roulement sous sollicitation de roulement en laboratoire</i> <i>Stripping of Low Noise Surface Courses during Laboratory Scaled Wheel Tracking</i>	2011
1336	ASTRA 2007/006	SPIN-ALP: Scanning the Potential of Intermodal Transport on Alpine Corridors <i>SPIN-ALP: Abschätzung des Potentials des Intermodalen Verkehrs auf Alpenkorridoren</i> <i>SPIN-ALP: Estimation du potentiel du transport intermodal sur les axes transalpins</i>	2010
1339	SVI 2005/001	Widerstandsfunktionen für Innerorts- Strassenabschnitte ausserhalb des Einflussbereiches von Knoten <i>Fonctions de résistance pour des tronçons routiers urbains en dehors de la zone d'influence de carrefours</i> <i>Capacity restraint functions for urban road sections not affected by intersection delays</i>	2010
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. <i>Die charakteristischen Indikatoren einer Velostadt. Evaluationsmethode der Velopolitiken anhand von 8 Indikatorgruppen für kleine und mittlere Gemeinden</i> <i>Characteristic indices of a Bike City. Method of evaluation of cycling policies in 8 indices for small and medium-sized communes</i>	2010

1337	ASTRA 2006/015	Development of urban network travel time estimation methodology <i>Temps de parcours en réseau urbain</i> <i>Methodologie für Fahrzeitbewertung in städtischen Strassennetz</i>	2011
1338	VSS 2006/902	Wirkungsmodelle für fahrzeugseitige Einrichtungen zur Steigerung der Verkehrssicherheit <i>Modèles d'impact d'équipements de véhicules pour améliorer la sécurité routière</i> <i>Modelling of the impact of in-vehicle equipment for the enhancement of traffic safety</i>	2009
1341	FGU 2007/005	Design aids for the planning of TBM drives in squeezing ground <i>Entscheidungsgrundlagen und Hilfsmittel für die Planung von TBM-Vortrieben in druckhaftem Gebirge</i> <i>Critères de décision et outils pour la planification de l'avancement au tunnelier dans des conditions de roches poussantes</i>	2011
1343	VSS 2009/903	Basistechnologien für die intermodale Nutzungserfassung im Personenverkehr <i>Basic technologies for detecting intermodal traveling passengers</i> <i>Les technologies de base pour l'enregistrement automatique des usagers de moyens de transports</i>	2011
1340	SVI 2004/051	Aggressionen im Verkehr <i>L'agressivité au volant</i> <i>Aggressive Driving</i>	2011
1344	VSS 2009/709	Initialprojekt für das Forschungspaket "Nutzensteigerung für die Anwender des SIS" <i>Projet initial pour le paquet de recherche "Augmentation de l'utilité pour les usagers du système d'information de la route"</i> <i>Initial project for the research package "Increasing benefits for the users of the road and transport information system"</i>	2011
1345	SVI 2004/039	Einsatzbereiche verschiedener Verkehrsmittel in Agglomerationen <i>Application areas of various means of transportation in agglomerations</i> <i>Domaine d'application de different moyen de transport dans les agglomérations</i>	2011
1342	FGU 2005/003	Untersuchungen zur Frostkörperbildung und Frosthebung beim Gefrierverfahren <i>Investigations of the ice-wall grow and frost heave in artificial ground freezing</i> <i>Recherches sur la formation corps gelés et du soulèvement au gel pendant la procédure de congélation</i>	2010

647	AGB 2004/010	Quality Control and Monitoring of electrically isolated post-tensioning tendons in bridges <i>Qualitätsprüfung und Überwachung elektrisch isolierter Spannglieder in Brücken</i> <i>Contrôle de la qualité et surveillance des câbles de précontrainte isolés électriquement dans les ponts</i>	2011
1348	VSS 2008/801	Sicherheit bei Parallelführung und Zusammenreffen von Strassen mit der Schiene <i>Sécurité en cas de tracés rail-route parallèles ou rapprochés</i> <i>Safety measures to manage risk of roads meeting or running close to railways</i>	2011
1349	VSS 2003/205	In-Situ-Abflussversuche zur Untersuchung der Entwässerung von Autobahnen <i>On-site runoff experiments on roads</i> <i>Essai d'écoulements pour l'évacuation des eaux des autoroutes</i>	2011
1350	VSS 2007/904	IT-Security im Bereich Verkehrstelematik <i>IT-Security pour la télématique des transports</i> <i>IT-Security for Transport and Telematics</i>	2011
1352	VSS 2008/302	Fussgängerstreifen (Grundlagen) <i>Passage pour piétons (les bases)</i> <i>Pedestrian crossing (basics)</i>	2011
1346	ASTRA 2007/004	Quantifizierung von Leckagen in Abluftkanälen bei Strassentunneln mit konzentrierter Rauchabsaugung <i>Quantification of the leakages into exhaust ducts in road tunnels with concentrated exhaust systems</i> <i>Quantification des fuites des canaux d'extraction dans des tunnels routiers à extraction concentrée de fumée</i>	2010
1351	ASTRA 2009/001	Development of a best practice methodology for risk assessment in road tunnels <i>Entwicklung einer besten Praxis-Methode zur Risikomodellierung für Strassentunnelanlagen</i> <i>Développement d'une méthode de meilleures pratiques pour l'analyse des risques dans les tunnels routiers</i>	2011
1355	FGU 2007/002	Prüfung des Sulfatwiderstandes von Beton nach SIA 262/1, Anhand D: Anwendbarkeit und Relevanz für die Praxis <i>Essai de résistance aux sulfates selon la norme SIA 262/1, Annexe D: Applicabilité et importance pour la pratique</i> <i>Testing sulfate resistance of concrete according to SIA 262/1, appendix D: applicability and relevance for use in practice</i>	2011

1356	SVI 2007/014	Kooperation an Bahnhöfen und Haltestellen <i>Coopération dans les gares et arrêts</i> <i>Coopération at railway stations and stops</i>	2011
1362	SVI 2004/012	Aktivitätenorientierte Analyse des Neuverkehrs Activity oriented analysis of induced travel demand Analyse orientée aux activités du trafic induit	2012
1361	SVI 2004/043	Innovative Ansätze der Parkraumbewirtschaftung Approches innovantes de la gestion du stationnement Innovative approaches to parking management	2012
1357	SVI 2007/007	Unaufmerksamkeit und Ablenkung: Was macht der Mensch am Steuer? Driver Inattention and Distraction as Cause of Accident: How do Drivers Behave in Cars? L'inattention et la distraction: comment se comportent les gens au volant?	2012