Eidgenössisches Verkehrs- und Energiewirtschaftsdepartement
Bundesamt für Strassenbau

Département fédéral des transports, des communications et de l'énergie
Office fédéral des routes

Dipartimento federale dei trasporti, delle comunicazioni e delle energie
Ufficio federale delle strade

Dauerhaftigkeit von Stahlbetontragwerken:

– Transportmechanismen
– Auswirkung von Rissen

Durability of Concrete Structures

Transport Mechanisms – Effects of Cracking

**Institut für Baustatik und Konstruktion an der
Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich
T. Keller**

**Forschungsauftrag Nr. 58/88 auf Antrag
des Bundesamtes für Strassenbau**

Dezember 1991

DAUERHAFTIGKEIT VON STAHLBETONTRAGWERKEN

TRANSPORTMECHANISMEN - AUSWIRKUNG VON RISSEN

Durability of Concrete Structures

Transport Mechanisms - Effects of Cracking

Institut für Baustatik und Konstruktion

Eidgenössische Technische Hochschule Zürich

T. Keller, C. Menn

Forschungsauftrag Nr. 58/88, 3202.2

Dezember 1991

VORWORT

Rissbildung ist bei Stahlbetontragwerken ein "natürliches" Phänomen. Sobald die Betonzugfestigkeit überschritten wird, entstehen Risse.

Risse können selbst bei Breiten von etwa 0.5 mm belanglos sein; aber es ist auch möglich, dass sie bei kleinen Breiten unerwünschte Folgen haben oder sogar Anzeichen für eine unzureichende Tragsicherheit sind. Der verantwortungsbewusste Ingenieur überprüft deshalb beim Auftreten von Rissen immer, weshalb die Risse entstanden sind, ob sie unerwünschte Folgen haben, oder ob sie ein Anzeichen für irgendwelche Fehler in der Berechnung, Bemessung oder Ausführung sind.

Der Einfluss der Risse auf die Korrosion der Bewehrung bzw. die Dauerhaftigkeit des Tragwerkes ist ein altes, umstrittenes Thema. Selbstverständlich spielen diesbezüglich die Umweltbedingungen eine wichtige Rolle; aber ein direkter Zusammenhang zwischen Rissbreite und Korrosion, unter Berücksichtigung der Umweltbedingungen, liess sich trotz aller Bemühungen nie feststellen. Trotzdem messen immer noch viele Normen - u.a. auch die Norm SIA 162 - der Berechnung bzw. Beschränkung der Rissbreite eine zentrale Bedeutung bei. Dies führt unter Umständen zu einem unnötigen, unwirtschaftlichen Bewehrungsaufwand.

Es ist ganz offensichtlich, dass die Korrosion im Rissbereich vom Zusammenwirken zahlreicher Parameter abhängig ist. Mit Laborversuchen lassen sich zwar die Auswirkungen einzelner Parameter mit grosser Genauigkeit verfolgen, und es können auch entsprechende Berechnungsmodelle entwickelt werden. Aber die Interaktion aller Parameter unter der Berücksichtigung zeitabhängiger Phänomene, wie z.B. die Strukturänderung des Betons mit zunehmendem Alter, oder etwa die natürlichen Feuchtigkeitszyklen, lassen sich zur Zeit noch nicht mit der erwünschten Zuverlässigkeit in Berechnungsmodellen erfassen.

In der vorliegenden Arbeit wurde deshalb versucht, mit Hilfe einer grossen Zahl von Proben an ausgeführten Bauwerken abzuklären, bei welchen Parameter-Konstellationen eine Korrosionsgefahr im Rissbereich im Verlaufe der Nutzungsdauer des Bauwerkes wahrscheinlich ist. Hierfür mussten bei jeder Probe die einzelnen Parameterwerte genau ermittelt werden.

Schliesslich wurden die einzelnen Parameter gewertet und so gewichtet, dass sich zwischen der aufaddierten Wirksumme und der Korrosions-Narbentiefe im Riss eine optimale Korrelation ergab. Dabei zeigte sich, dass die Rissbreite insgesamt nur eine relativ untergeordnete Rolle spielt.

Die Wirksumme zur Beurteilung der Korrosionsgefahr hat vor allem bei der Beurteilung, aber auch bei der Projektierung von Stahlbetontragwerken ein grosse Bedeutung.

Bei der Beurteilung von Bauwerken kann in vielen Fällen zerstörungsfrei festgestellt werden, ob bei einem Riss eine Korrosionsgefahr besteht. Bei der Projektierung können die erforderlichen Massnahmen zur Vermeidung von Korrosionsgefahr nach vernünftigen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten getroffen werden; d.h., anstatt mit einem grossen Bewehrungsaufwand die Rissbreite zu vermindern, kann z.B. eine entsprechend grössere Ueberdeckungsdicke vorgesehen werden, was in der Regel einen kleinen Mehraufwand an Bewehrung erfordert.

Herr Thomas Keller hat die vorliegende, für die Praxis ausserordentlich wertvolle Forschungsarbeit mit viel Einsatz und grosser Sorgfalt ausgeführt. Dabei unterstützte ihn Herr W. Studer mit seinem umfangreichen Wissen und seiner langjährigen Erfahrung. Er war auch bereit, zusammen mit Herrn Prof. Dr. H. Böhni das Korreferat zu dieser Arbeit zu übernehmen. Hierfür möchte ich meinen Kollegen den besten Dank aussprechen. Eine Kommission, bestehend aus den Herren N. Baumann (Vorsitz), H. Dobler, H. Figi, H. Fleischer, Dr. M. Ladner, N. Letta und W. Studer, begleitete das Forschungsprojekt und unterstützte die Feldarbeit.

Der finanzielle Aufwand für die vorliegende Arbeit war gross, mussten doch über 400 Bohrkerne entnommen und ca. 6600 z.T. sehr umfangreiche Messungen durchgeführt werden. Das Bundesamt für Strassenbau stellte den erforderlichen Kredit zur Verfügung; hierfür möchte ich Herrn Direktor K. Suter meinen besten Dank aussprechen.

Zürich, im Dezember 1991

Prof. Dr. Christian Menn

DANK

Das vorliegende Forschungsprojekt wurde am Lehrstuhl von Prof. Dr. C. Menn, des Institutes für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich, in den Jahren 1990/91 durchgeführt und dabei vom Bundesamt für Srassenbau (ASB), des Eidgenössischen Verkehrs- und Energiewirtschaftsdepartementes, in verdankenswerter Weise finanziell unterstützt.

Herrn Prof. Dr. C. Menn danke ich ganz herzlich dafür, dass er mir die vorliegende Arbeit mit Abschluss als Dissertation ermöglicht und diese immer hilfreich unterstützt hat.

Ein besonderer Dank gebührt auch Herrn W. Studer, Leiter der Abteilung Beton und Bindemittel der Eidgenössischen Materialprüfungs- und Forschungsanstalt EMPA, für die Durchführung der umfangreichen Laborprüfungen und für die wertvollen Anregungen, welche die vorliegende Arbeit wesentlich bereichert haben.

Ein spezieller Dank gilt der vom Bund eingesetzten Begleitkommission des Forschungsprojektes unter der Leitung von Herrn N. Baumann, Tiefbauamt Kanton Basel-Stadt und den Mitgliedern Herrn H. Dobler, Bundesamt für Strassenbau, H. Figi, Kantonales Tiefbauamt Graubünden, H. Fleischer, Bureau de Construction des Autoroutes, Lausanne, Dr. M. Ladner, Zentralschweizerisches Technikum Luzern, N. Letta, Baudepartement des Kantons St. Gallen und wiederum Herrn W. Studer, EMPA.

Herzlichen Dank gebührt auch den Tiefbauämtern der Kantone Graubünden, Schaffhausen und Waadt, sowie der Stadt Zürich, für die Ermöglichung der Probenentnahme an bestehenden Bauwerken.

Ebenso danke ich Herrn Prof. Dr. H. Böhni vom Institut für Baustoffe, Werkstoffchemie und Korrosion der ETH Zürich und einmal mehr Herrn W. Studer für die Uebernahme der Korreferate bestens.

Schlussendlich möchte ich Herrn L. Sieger, Institut für Baustatik und Konstruktion, für die Anfertigung der meisten Bilder der vorliegenden Arbeit herzlich danken.

Zürich, im Dezember 1991 Thomas Keller

INHALTSVERZEICHNIS

1. EINLEITUNG 1

2. ZIELSETZUNG DES FORSCHUNGSPROJEKTES 5

2.1. Schädigungsmechanismen und Hauptparameter 5
2.2. Sekundärparameter 6
2.3. Zielgrössen und Zielsetzung 9
2.4. Vorgehensweise 11

3. THEORETISCHE GRUNDLAGEN 12

3.1. Allgemeine Bemerkungen 12

3.2. Materialtechnologische Grundlagen des Betons 12

3.2.1. Hydratation des Zementes 12
3.2.2. Porosität und W/Z-Wert 14
3.2.3. Nachbehandlung 21
3.2.4. Transportvorgänge im Zementstein 22

3.3. Schädigungsmechanismen 27

3.3.1. Chlorideinwirkung 27

3.3.2. Karbonatisierung 28

3.3.2.A Karbonatisierungsvorgang 28
3.3.2.B Karbonatisierungsfront ↔ Alkalitätsgrenze 31
3.3.2.C Zeitlicher Verlauf des Karbonatisierungsfortschrittes 31
3.3.2.D Karbonatisierung in Rissen 34

3.4. Korrosionsvorgänge 35

3.4.1. Korrosion im ungerissenen Bereich 35

3.4.1.A Elektrochemische Grundlagen 35
3.4.1.B Korrosionsgeschwindigkeit 37
3.4.1.C Einfluss auf das Materialverhalten 41

3.4.2. Auswirkungen von Rissen 42

4. PROBENENTNAHME- UND UNTERSUCHUNGSKONZEPT 45

4.1. Probenentnahmekonzept 45

4.1.1. Untersuchte Objekte 45

4.1.1.A Ueberblick 45
4.1.1.B Randbedingungen 49

4.1.2. Definition der Messstelle 49

4.1.2.A Repräsentativität einer Probe 49
4.1.2.B Zuordnung Zielgrössen ⇒ Messstellen 51
4.1.2.C Messstelle ohne Riss 52
4.1.2.D Messstelle mit Riss 54
4.1.2.E Bohrmehlproben 54
4.1.2.F Spitzproben 54
4.1.2.G Zusammenfassung 55

4.2. Untersuchungskonzept 56

4.2.1. Untersuchte Materialkennwerte 56
4.2.2. Zuordnung untersuchte Materialkennwerte ⇒ Kerntypen 59

4.2.2.A Untersuchungen am Kerntyp 1 59
4.2.2.B Untersuchungen am Kerntyp 2 61
4.2.2.C Untersuchungen am Kerntyp 3 62

4.2.3. Beschreibung der einzelnen Untersuchungsverfahren 62

4.2.3.A Bestimmung des Chloridgehaltes 62
4.2.3.B Bestimmung der Karbonatisierungstiefe 64
4.2.3.C Bestimmung des Grades der Bewehrungskorrosion 64
4.2.3.D Bestimmung der Porosität, der Trockenrohdichte und der kapillaren Wasseraufnahme 64
4.2.3.E Bestimmung des Zementgehaltes 69
4.2.3.F Bestimmung des W/Z-Wertes 71
4.2.3.G Messung der Druckfestigkeit 72
4.2.3.H Messung der Betondeckung 72
4.2.3.I Messung der Rissbreite 72

4.3. Umfang der Untersuchung 73

5. MATERIALKENNWERTE - MESSRESULTATE 74

5.1. Allgemeine Bemerkungen 74
5.2. Porosität 74
5.3. Trockenrohdichte 77
5.4. Zementgehalt 77
5.5. W/Z-Wert 77
5.6. Druckfestigkeit 80
5.7. Kapillare Wasseraufnahme 80
5.8. Betondeckung 83
5.9. Rissbreite 83
5.10. Grad der Bewehrungskorrosion 86
5.11. Chloridgehalt 89
5.12. Karbonatisierungstiefe 89

6. DISKUSSION DER MESSRESULTATE 93

6.1. Zielgrösse Porosität 93

6.1.1. Grundlegende Zusammenhänge 93
6.1.2. Sekundärparameter Oberflächenlage 100

6.1.2.A Tiefenprofile 100
6.1.2.B Anisotropie des Porensystems 108
6.1.2.C Theoretischer Exkurs: Struktur der Korngrenzen 117

6.1.3. Sekundärparameter Bewehrungsanordnung 125

6.2. Zielgrösse Chlorideinwirkung 126

6.2.1. Tiefenprofile für die Sekundärparameter 126
6.2.2. Bohrmehlproben 132

6.3. Zielgrösse Karbonatisierung 135

6.3.1. Sekundärparameter 135
6.3.2. Zeitlicher Verlauf 136

6.4. Zielgrösse Risse - Bewehrungskorrosion 139

6.4.1. Allgemeines - Sekundärparameter 139
6.4.2. Korrosion im Riss 146
6.4.3. Korrosion im ungerissenen Bereich 156
6.4.4. Korrosion allgemein 161

7. SCHLUSSFOLGERUNGEN 163

7.1. Projektierung 163

7.1.1. Allgemeine Bemerkungen 163
7.1.2. SIA-Norm 162, Kapitel "3 33 Risse" 166

7.2. Ausführung 166
7.3. Unterhalt 167
7.4. Instandstellung 167

8. ZUSAMMENFASSUNG - SUMMARY 168

9. ANHANG 172

9.1. Uebersicht über die Anordnung der Bohrstellen, Datentabellen 173
9.2. Bezeichnungen 201
9.3. Literaturverzeichnis 203

1. EINLEITUNG

In den letzten Jahren sind oft Schäden an Stahlbetontragwerken, insbesondere an Brücken der Sechziger- und frühen Siebziger-Jahre, also nach relativ kurzer Nutzungsdauer, in Erscheinung getreten. Es handelte sich dabei nicht unmittelbar um Probleme der Tragsicherheit, sondern vielmehr der Gebrauchstauglichkeit, genauer der *Dauerhaftigkeit.*

Das Problem der Dauerhaftigkeit von Stahlbetontragwerken ist dadurch in den Vordergrund gerückt. Die Forschungsschwerpunkte haben sich in letzter Zeit entsprechend in diesen Bereich verlagert. Dennoch bestehen in wichtigen Fragen immer noch Unklarheiten und Widersprüche.

Die Forschungsarbeit konzentriert sich vor allem auf Laborversuche und auf die Entwicklung von Rechenverfahren zur Erfassung der Vorgänge im Baustoff Beton. Einer der Vorteile von Labormethoden besteht darin, dass man, durch eine geschickte Versuchsanordnung, Parameter steuern oder eliminieren kann, um über derart isolierte, andere Parameter, klare Aussagen zu gewinnen. Infolge dieser Parameter-"Manipulationen" ergeben sich jedoch Abweichungen und Widersprüche zu den wirklich ablaufenden, äusserst komplexen Vorgängen im Beton. Einige dieser Divergenzen und ihre Gründe sind im Kapitel 3 dieser Arbeit, "Theoretische Grundlagen", aufgezeigt.

Beim vorliegenden Forschungsprojekt wird von einem andern Ansatz ausgegangen. Durch Messungen an ***bestehenden** Bauwerken* wird die "Wirklichkeit" direkt erfasst. Ausgehend von einer statistischen Auswertung der Messergebnisse wird versucht, Aussagen über die wichtigsten Parameter, respektive über Beziehungen zwischen diesen, zu gewinnen. Das Problem bei dieser Methode liegt darin, dass bei den Messungen relativ grosse Streuungen auftreten. Verursacht wird dies dadurch, dass eben die Schar aller Parameter, mit ihren komplexen Beziehungen untereinander, erfasst wird. Je mehr Messergebnisse jedoch vorliegen, umso leichter fällt es, durch statistische Auswertung Parameter zu eliminieren und somit die Streuungen zu reduzieren. Auf diese Weise können schlussendlich relevante, der "Wirklichkeit" entsprechende Gesetzmässigkeiten aufgezeigt werden.

Von wesentlichem Vorteil ist bei diesem Vorgehen auch die Erfassung des Parameters *"Betonalter"*. Laborversuche werden meist mit "jungem", nicht vollständig hydratisiertem Beton durchgeführt. Das Verhalten von "altem" Bauwerkbeton ist jedoch anders, wie die vorliegende Arbeit zeigt.

Häufig wird bei Laborversuchen auch von der "realen" Kornverteilung abgewichen, indem das Grösstkorn, meist bedingt durch die beschränkten Probekörper-Abmessungen, reduziert wird. Die vorliegende Arbeit zeigt jedoch deutlich, dass der *Einfluss des Grösstkorns* auf die Transportvorgänge im Beton von wesentlicher Bedeutung ist.

Dem Ingenieur sollen hiermit Hilfsmittel zur Verfügung gestellt werden, die es ihm ermöglichen, den Zustand bestehender Stahlbetontragwerke zu beurteilen und entsprechende, angemessene Instandstellungsmassnahmen vorzuschlagen. Es wurde anhand von Untersuchungskonzepten und Instandstellungsprojekten festgestellt, dass eben diese Hilfsmittel fehlen. Objekte werden nach unterschiedlichsten und oft auch falschen Kriterien beurteilt. Es werden oft Massnahmen angeordnet, die den Gegebenheiten nicht entsprechen. Beispielsweise wird meist ein Chloridgehalt von 0.4%, bezogen auf das Zementgewicht als kritisch beurteilt und somit als Entscheidungsgrundlage verwendet. In Wirklichkeit ist der kritische Chloridgehalt jedoch, wie in Kapitel 3 und 6 aufgezeigt wird, keine Konstante. Ebenso entsprechen die in der Praxis verwendeten Ansätze über den zeitlichen Verlauf des Karbonatisierungsfortschrittes nicht der Wirklichkeit. Auch sind die Untersuchungskonzepte oft in Art und Umfang der Proben und der untersuchten Materialkennwerte mangelhaft. Beispielsweise wird immer die Druckfestigkeit gemessen, selten jedoch der für die Dauerhaftigkeit massgebende Parameter, die Porosität. Ueber den Einfluss von Rissen auf die Dauerhaftigkeit bestehen die unterschiedlichsten Auffassungen. Häufig werden ungefährliche Risse völlig unnötigerweise ausinjiziert.

Von entscheidender Bedeutung für die Dauerhaftigkeit ist die *Dichtigkeit der Deckschicht* der Bewehrung des Betons (vgl. Tabelle 1.1). Sie wird bestimmt durch die *Porosität* und die vorhandenen *Risse*. Massnahmen zur Gewährleistung einer genügenden Dichtigkeit sind, nebst einer korrekten Ausbildung der konstruktiven Details, die Einhaltung eines *W/Z-Wertes* kleiner ca. 0.5 und eine den Erfordernissen angepasste *Nachbehandlung* des Betons.

BETONDICHTIGKEIT	MASSNAHMEN	
POROSITAET	W/Z - WERT	(DECK- UND KERNBETON)
	NACHBEHANDLUNG	(DECKBETON)
	KONSTRUKTIVE	(DECK- UND KERNBETON)
RISSE	NACHBEHANDLUNG	(SCHWINDEN, ΔT)
	MINDESTBEWEHRUNG	(ZWAENGUNGEN)
	KONSTRUKTIVE	

Tab. 1.1: Massnahmen zur Beeinflussung der Betondichtigkeit.

Es muss klar festgehalten werden, dass für die bezüglich Dauerhaftigkeit entscheidende Qualität der Deckschicht ein W/Z-Wert kleiner ca. 0.5 eine notwendige, in keinem Falle jedoch eine hinreichende Bedingung ist. Die Qualität der Deckschicht, die sich in ihrer Zusammensetzung vom Kernbeton grundsätzlich unterscheidet, wird, eine korrekte Verarbeitung des Frischbetons vorausgesetzt, vorwiegend durch eine gute Nachbehandlung gegeben. Eine unkorrekt hergestellte Deckschicht kann trotz niedrigem W/Z-Wert durch Entmischungserscheinungen, unvollständige Hydratation und Schwindrisse porös und somit in der Qualität ungenügend ausfallen.

Die Nichteinhaltung von konstruktiven Regeln führt, mit Ausnahme einer generell ungenügenden Betondeckung, meist zu lokalen Schäden. Eine ungenügende Dichtigkeit der Deckschicht bewirkt jedoch ausgedehnte Flächenschäden, deren Instandstellung sehr aufwendig wird und die oft einen Abbruch bedingen (vgl Bild 1.1 und 1.2).

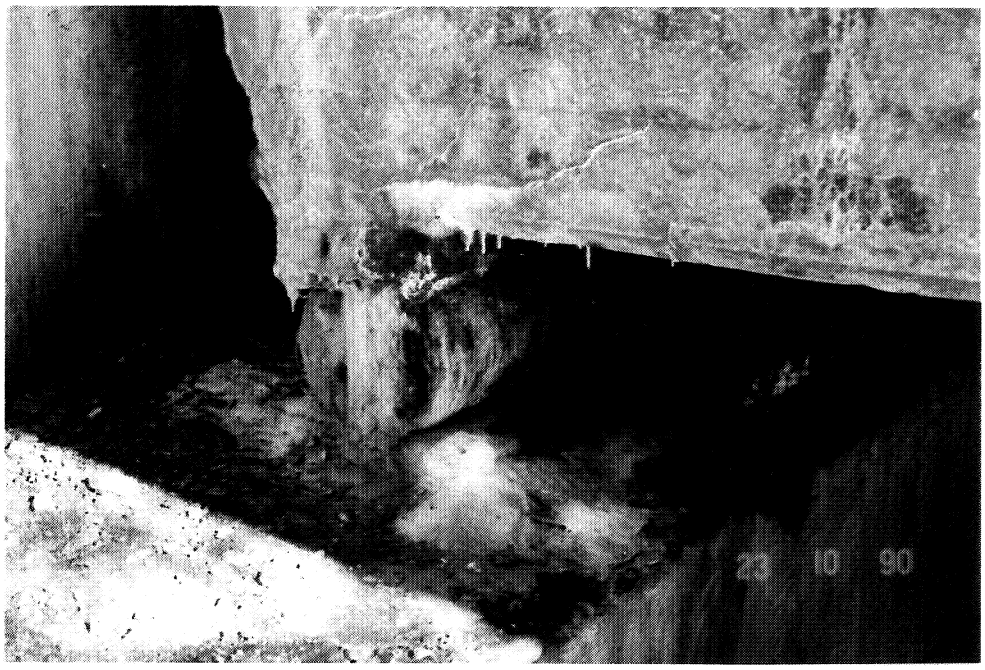


Bild 1.1: Rheinbrücke Felsberg, funktionsuntüchtiges Lager infolge undichtem Fahrbahnübergang ⇒ lokaler Schaden, Instandstellung möglich.

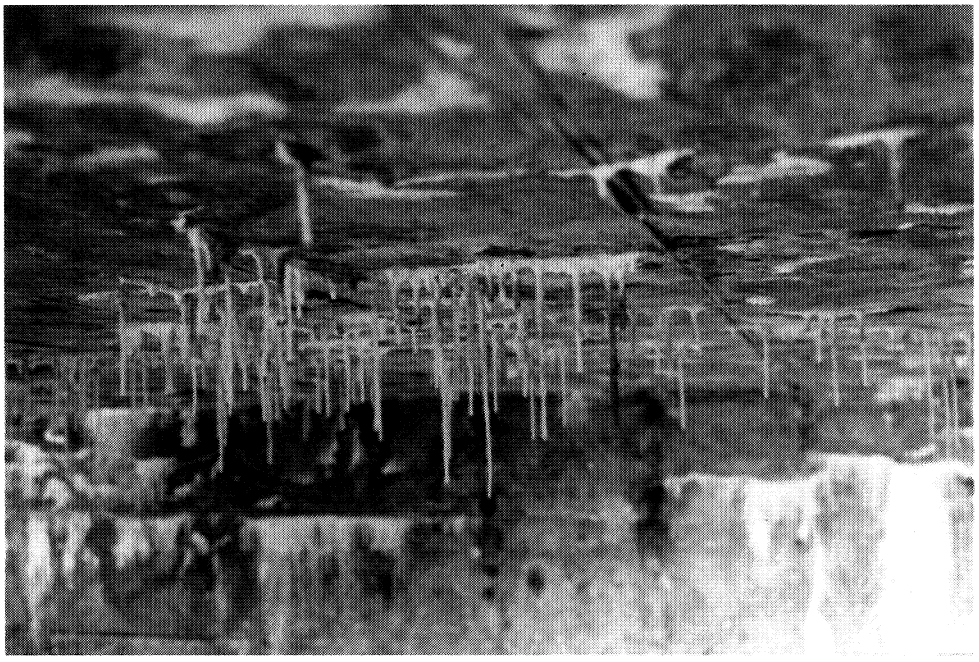


Bild 1.2: Rheinbrücke Felsberg, undichte Fahrbahnplatte, Untersicht ⇒ Abbruch.

2. ZIELSETZUNG DES FORSCHUNGSPROJEKTES

2.1. SCHAEDIGUNGSMECHANISMEN UND HAUPTPARAMETER

Im Rahmen des vorliegenden Forschungsprojektes steht die Untersuchung von verschiedenen Einwirkungen, die zu einer Beeinträchtigung der Dauerhaftigkeit führen können, im Vordergrund. Es handelt sich dabei in erster Linie um die *Chlorideinwirkung* und die *Karbonatisierung*. Auf die Frost-Tausalz-Beanspruchung wird nicht eingegangen. Diese Einwirkungen werden als ***Schädigungsmechanismen*** bezeichnet (vgl. Tabelle 2.1).

Das Ausmass einer möglichen Schädigung durch die aufgeführten Schädigungsmechanismen wird hauptsächlich durch vier Einflüsse bestimmt: Die *Einwirkungsintensität*, die *Porosität* des Betons, die *Betonfeuchtigkeit* und die *Risse*. Diese vier Grössen werden als ***Hauptparameter*** der Untersuchung bezeichnet. Die Porosität, die Betonfeuchtigkeit und die Risse können, der Einwirkungsintensität gegenübergestellt, im Sinne der in den neuen SIA-Normen verwendeten Sicherheitsdefinition, als die Widerstandsseite betrachtet werden.

SCHAEDIGUNGSMECHANISMEN	CHLORIDEINWIRKUNG KARBONATISIERUNG FROST(-TAUSALZ) - BEANSPRUCHUNG
HAUPTPARAMETER	EINWIRKUNGSINTENSITAET POROSITAET BETONFEUCHTIGKEIT RISSE

Tab. 2.1: Schädigungsmechanismen und Hauptparameter.

2.2. SEKUNDAERPARAMETER

Die vier Hauptparameter lassen sich je in Sekundärparameter auffächern. Wie in der Einführung bereits erwähnt, reduzieren sich die Streuungen der Untersuchungsergebnisse an Bauwerken in dem Masse, wie beeinflussende Parameter separiert werden können. Mit anderen Worten, je mehr Sekundärparameter durch die Untersuchung herausgefiltert werden können, umso weniger streuen die Resultate. In Tabelle 2.2 sind die wichtigsten Sekundärparameter aufgezeigt, die auch im Rahmen dieses Forschungsprojektes berücksichtigt werden sollen.

Bei der ***Intensität der Chlorideinwirkung*** wird zwischen Kontaktwasser-, Spritzwasser- und Sprühnebelbereich unterschieden (vgl. Bild 2.1). Im *Kontaktwasserbereich*, es handelt sich dabei um Fahrbahn- und Gehwegbereiche von Brücken ohne oder mit defekter Abdichtung, wird die Betonoberfläche unmittelbar und langfristig mit salzhaltigem Wasser beaufschlagt.
Der *Spritzwasserbereich* umfasst Konsolköpfe von Brücken, Stützen und Widerlagerwände in deren untersten Bereichen. Die Beaufschlagung mit salzhaltigem Wasser erfolgt hier periodisch und somit weniger konzentriert als beim Kontaktwasserbereich. Es könnte hier weiter differenziert werden in Spritzwasser auf horizontale und auf vertikale Flächen.
Der *Sprühnebelbereich* weist die geringste Beaufschlagungskonzentration auf. Es werden vor allem Brückenunterseiten, Stützen und Widerlagerwände in deren oberen Bereichen beeinträchtigt. Es muss zudem unterschieden werden zwischen Sprühnebel "von oben" und Sprühnebel "von unten" (vgl. Bild 2.2).

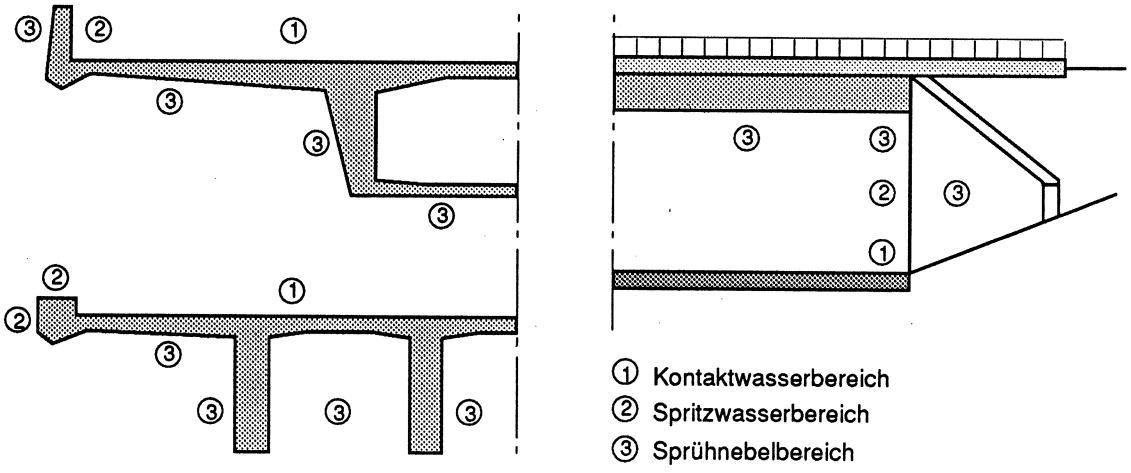


Bild 2.1: Einwirkungsintensität Chloride - Beaufschlagungsbereiche.

HAUPTPARAMETER	SEKUNDAERPARAMETER
EINWIRKUNGSINTENSITAET CHLORIDEINWIRKUNG	KONTAKTWASSERBEREICH SPRITZWASSERBEREICH SPRUEHNEBELBEREICH
EINWIRKUNGSINTENSITAET KARBONATISIERUNG	KLIMAREGION BRUECKENUNTERSEITEN, STEGE, STUETZEN, WAENDE FAHRBAHNPLATTEN UNTER BELAEGEN OFFENE ZELLEN UEBER GEWAESSERN GESCHLOSSENE ZELLEN
POROSITAET	OBERFLAECHENLAGE - HORIZONTAL - OBEN - UNTEN - VERTIKAL - SCHIEF - INNEN - AUSSEN BEWEHRUNGSANORDNUNG - VERTEILT - KONZENTRIERT TIEFENPROFIL
BETONFEUCHTIGKEIT	KLIMA - GLOBAL - LOKAL
RISSE	RISSART - NORMALRISS - WASSERFUEHRENDER TRENNRISS RISSBREITE

Tab. 2.2: Haupt- und Sekundärparameter der Zielgrössen.

Die ***Einwirkungsintensität der Karbonatisierung*** wird hauptsächlich durch die Möglichkeit der Diffusion von CO_2 aus der Luft in den Beton bestimmt (vgl. Kapitel 3.3.2.). Die Diffusion wird unter anderem durch die Betonfeuchtigkeit behindert, d.h. durch das in den Poren vorhandene Porenwasser. Die Betonfeuchtigkeit wiederum ist massgeblich vom Klima abhängig, und zwar global, wie auch lokal. Mit globalem Klima werden die verschiedenen *Klimaregionen* wie z.B. Mittelland, Voralpen und Alpen, bezeichnet. Das lokale Klima, oder auch *Mikroklima*, beschreibt die klimatischen Verhältnisse unmitelbar auf der Oberfläche des betrachteten Bauteils. Hier kann, je nach Diffusionsbehinderungsgrad, unterschieden werden zwischen (vgl. Bild 2.3):

- *Brückenunterseiten, Stege, Stützen, Wände:* Allgemein, bei durchschnittlicher, lokaler Klimaexposition, ohne Beschränkung der CO_2-Diffusion.
- *Fahrbahnplatten unter Belägen:* Zonen sehr hoher Feuchtigkeit, die CO_2-Diffusion wird stark behindert.
- *Offene Zellen über Gewässern:* Es handelt hier sich vorwiegend um ein- oder mehrstegige Plattenbalkenquerschnitte, bei denen sich die Feuchtigkeit, herrührend vom darunterliegenden Gewässer, infolge mangelnder Durchlüftung zwischen den Stegen, staut. Dies behindert wiederum die CO_2-Diffusion.
- *Geschlossene Zellen:* Gedacht wird hier vor allem an geschlossene Kastenquerschnitte von Brücken. Der CO_2-Nachschub wird dadurch begrenzt.

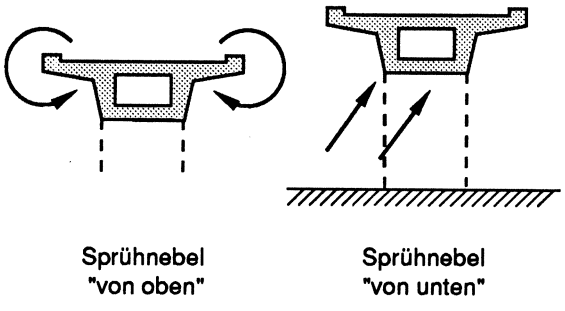


Bild 2.2: Einwirkungsintensität Chloride - Sprühnebel.

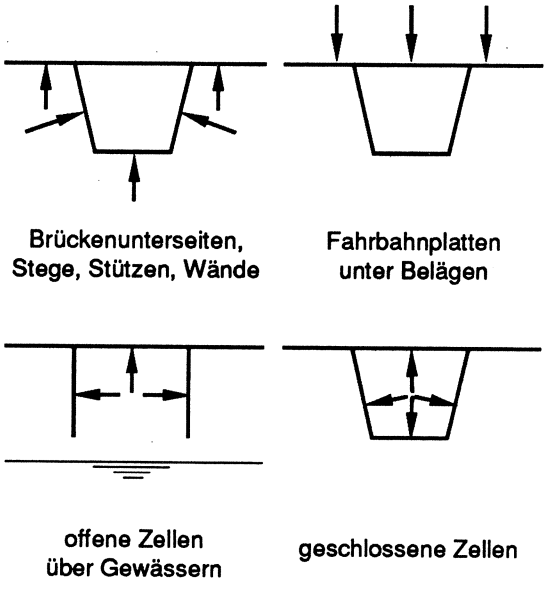


Bild 2.3: Einwirkungsintensität Karbonatisierung.

Beim Hauptparameter ***Porosität*** wird von folgenden Sekundärparametern ausgegangen: Oberflächenlage, Art der Bewehrungsanordnung und Tiefenprofil. Bei der *Oberflächenlage* wird differenziert nach horizontalen, vertikalen und schiefen Oberflächen. Bei horizontalen Oberflächen wird zudem unterschieden zwischen Oberseite und Unterseite, bei schiefen Oberflächen zwischen Innen- und Aussenseite. Bei schiefen Oberflächen sind Bereiche mit Konterschalung, z.B. schiefe Stege, gemeint, bei denen oft das Entweichen der Luft entlang der Konterschalung behindert wird, was zu erhöhter Porosität auf der Oberseite führen kann.
Im weiteren wird die Porosität von der *Bewehrungsanordnung* beeinflusst. Zonen mit Bewehrungskonzentrationen sind infolge der erschwerten Verarbeitung des Betons poröser als Bereiche mit normal verteilter Bewehrung.
Als letzter Sekundärparameter bleibt das *Tiefenprofil*. Es wird hier unterschieden zwischen der Porosität des Deckbetons und derjenigen des Kernbetons. Der Deckbeton umfasst den Bereich bis zur Bewehrung, der Kernbeton liegt auf der Innenseite derselben. Das Tiefenprofil ist dabei natürlich von der Oberflächenlage und von der Bewehrungsanordnung abhängig und ist in dem Sinne kein eigentlicher Parameter.

Die ***Betonfeuchtigkeit*** wird durch das vorhandene Klima beeinflusst. Es wird hier unterschieden zwischen globalem und lokalem Klima, wie dies schon bei der Einwirkungsintensität der Karbonatisierung ausgeführt wurde.

Bei ***Rissen*** wird nach Rissart und Rissbreite differenziert. Bei der Rissart unterscheidet man sogenannte *Normalrisse* und *wasserführende Trennrisse* (vgl. Kapitel 2.3).

Ein weiterer, bisher nicht erwähnter Sekundärparameter ist die verwendete ***Zementart.*** In der Schweiz wird jedoch praktisch ausschliesslich normaler Portland-Zement verwendet. Der Einfluss dieses Parameters ist somit automatisch eliminiert. ⇒ ***Alle Resultate des vorliegenden Forschungsprojektes sind demnach nur für normalen Portland-Zement gültig!***

2.3. ZIELGROESSEN UND ZIELSETZUNG

Zielsetzung des vorliegenden Forschungsprojektes ist es, über die nachfolgend aufgeführten ***Zielgrössen*** neue Erkenntnisse zu gewinnen, welche einen Beitrag zur Lösung der heute im Bereiche der Dauerhaftigkeit von Stahlbetontragwerken immer noch anstehenden

Probleme leisten. Die angesprochenen Zielgrössen setzen sich zusammen aus zwei Schädigungsmechanismen und zwei Hauptparametern. Bei den Schädigungsmechanismen werden Chlorideinwirkung und Karbonatisierung, bei den Hauptparametern Porosität und Risse speziell untersucht (vgl. Tabelle 2.3).

Bei der *Chlorideinwirkung* wird vor allem der Frage nach dem kritischen Chloridgehalt, bei dessen Erreichen Bewehrungskorrosion einsetzt, nachgegangen. Dies soll unter Berücksichtigung der in Kapitel 2.1. und 2.2. aufgeführten Haupt- und Sekundärparameter geschehen.

Bei der *Karbonatisierung* stehen mögliche Aussagen über den zeitlichen Fortschritt der Karbonatisierungsfront, wiederum unter Beachtung der entsprechenden Haupt- und Sekundärparameter, im Vordergrund.

Die *Porosität*, wohl der wichtigste Hauptparameter, wird nach den in Kapitel 2.2. aufgeführten Sekundärparametern (Oberflächenlage, Bewehrungsanordnung und Tiefenprofil) untersucht.

Ueber den *Einfluss von Rissen* auf die Dauerhaftigkeit von Stahlbetontragwerken wurde am Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich bereits ein Forschungsprojekt durchgeführt (vgl. [14]). Im Rahmen des vorliegenden Forschungsprojektes sollen diese Resultate überarbeitet und durch weitere Messungen ergänzt werden.

ZIELGROESSEN			
SCHAEDIGUNGSMECHANISMEN		HAUPTPARAMETER	
CHLORIDEINWIRKUNG	**KARBONATISIERUNG**	**POROSITAET**	**RISSE**

Tab. 2.3: Zielgrössen der Untersuchung.

2.4. VORGEHENSWEISE

Durch Untersuchung bestehender Bausubstanz, insbesondere von Brücken im Alter bis zu 91 Jahren, sollen allgemein gültige, relevante Aussagen über die vorgängig definierten Zielgrössen gewonnen werden. Diese Untersuchungen an ***bestehenden Bauwerken*** garantieren, wie in Kapitel 1 ausgeführt, dass dadurch die ***"Wirklichkeit"***, d.h. alle beeinflussenden Parameter mit ihren gegenseitigen, komplexen Beziehungen, erfasst wird.

Durch das in Kapitel 4 beschriebene Probenentnahme- und Untersuchungskonzept werden die für die einzelnen Zielgrössen massgebenden *Materialkennwerte*, anhand direkt an Bauwerken entnommener *Kernbohrungen*, gemessen. Die Untersuchungen beschränken sich dabei bewusst auf auch der Baupraxis in Prüflabors zugängliche, einfache *Standardversuche*. Durch eine *statistische Auswertung* der Messresultate sollen die in der Zielsetzung beschriebenen Beziehungen quantifiziert werden.

Die Qualität, d.h. die Genauigkeit der durch dieses empirische Verfahren ermittelten Gesetzmässigkeiten ist umso besser, je mehr Messresultate zur Verfügung stehen. Mit steigender Anzahl vorhandener Messresultate können die Ergebnisse immer mehr differenziert werden, die "Ungenauigkeiten", respektive die Streuungen vermindern sich gleichermassen.

3. THEORETISCHE GRUNDLAGEN

3.1. ALLGEMEINE BEMERKUNGEN

Ziel dieses Kapitels ist es, den aktuellen Wissensstand in bezug auf die Dauerhaftigkeit von Stahlbeton auf ein Mass zusammenzufassen, wie es heute dem in der Praxis tätigen Ingenieur, angesichts der Wichtigkeit dieses Themas, bekannt sein müsste. Es soll ihm helfen, die wichtigsten Zusammenhänge der im Baustoff Beton ablaufenden Prozesse zu erfassen und im konkreten Fall entsprechende Schlussfolgerungen für seine praktische Tätigkeit zu ziehen.

Im weiteren soll dieses Kapitel auch aufzeigen, in welchen Themenbereichen noch Unklarheiten herrschen und in denen von verschiedenen Fachleuten unterschiedliche Meinungen vertreten werden. Dem Ingenieur in der Praxis soll damit bei seiner Meinungsbildung, angesichts der vielen heute auf dem Gebiet der Dauerhaftigkeit tätigen "Experten", geholfen werden.

3.2. MATERIALTECHNOLOGISCHE GRUNDLAGEN DES BETONS

3.2.1. HYDRATATION DES ZEMENTES

Durch Zugabe von Wasser zum Zement entsteht zunächst flüssiger ***Zementleim***, der sich alsdann in einen Feststoff umwandelt, den ***Zementstein***. Dies geschieht, indem die Zementbestandteile Wasser chemisch binden, was als ***Hydratation des Zementes*** bezeichnet wird.

Bei der Reaktion mit Wasser entstehen hauptsächlich ***Calziumsilikathydrate CSH*** und ***Calziumhydroxid*** $Ca(OH)_2$.

Die Calziumsilikathydrate bestehen aus kleinsten Teilchen von 1-100 nm Grösse und weisen eine 500-1000-fach grössere Oberfläche auf als der ursprüngliche Zement. Diese Reaktionsprodukte werden deshalb, infolge ihrer hohen Dispersität, als ***Zementgel*** bezeichnet. Dieses beansprucht etwa doppelt soviel Raum wie das ursprüngliche Zementvolumen. Es wächst von der Oberfläche der Zementkörner in die wassergefüllten Zwischenräume und bildet mit fortschreitender Hydratation ein immer dichter werdendes "Kristallskelett", dessen Festigkeit entsprechend zunimmt (vgl. Bild 3.1 und 3.2).

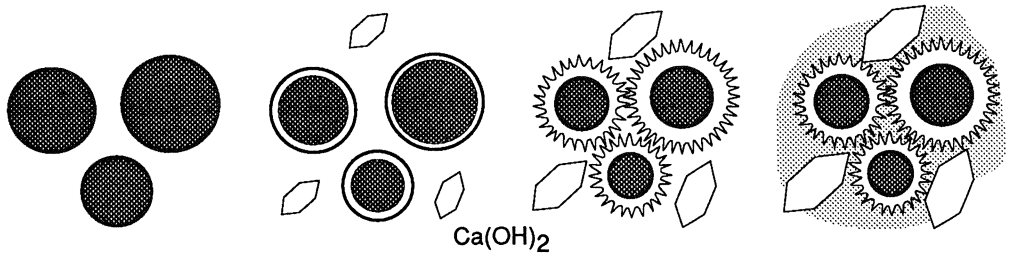


Bild 3.1: Hydratation der Zementbestandteile nach [16].

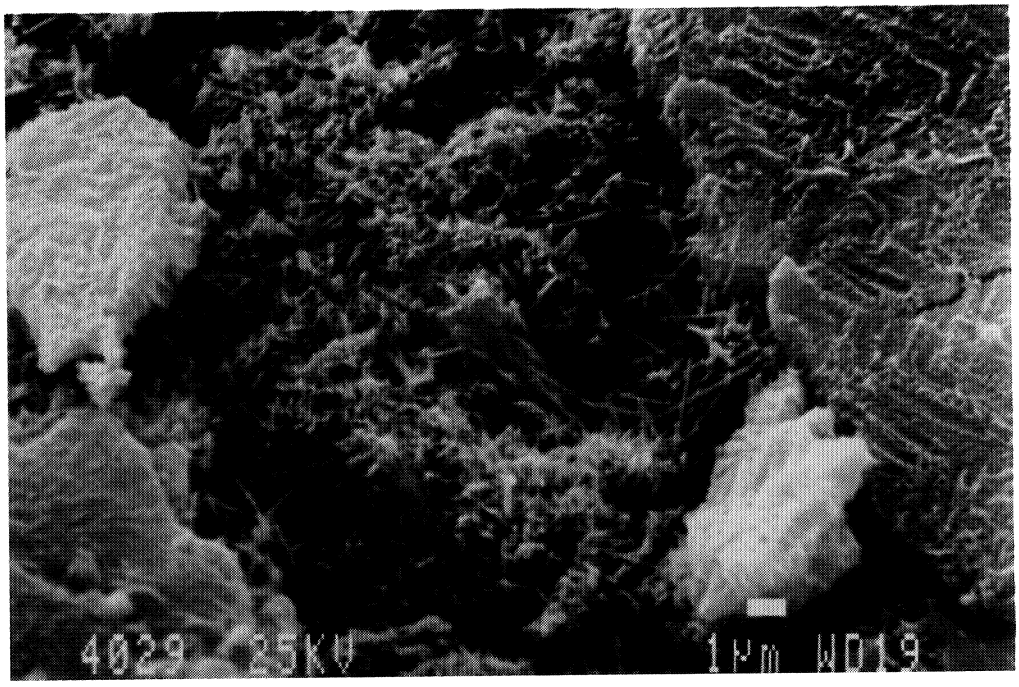


Bild 3.2: Struktur des Zementsteins, Vergrösserung 5000-fach.

Die Calziumhydroxide entstehen vorwiegend in kristalliner Form und wandern in die wässrige Phase. Sie bewirken die für den Korrosionsschutz der Bewehrung unerlässliche ***Alkalität des Porenwassers***.

Der Hydratationsvorgang verläuft exotherm. Es wird Wärme freigesetzt, die bekannte Abbinde- oder ***Hydratationswärme***. Die Reaktion und entsprechend die Festigkeitsentwicklung des Zementsteins verläuft anfangs sehr rasch. Im Verlaufe der Zeit wird es jedoch für das Wasser immer schwieriger, zu den unhydratisierten Kernen der Zementkörner vorzudringen. Entsprechend verlangsamt sich der Prozess umso mehr (vgl. Bild 3.3 und 3.4).

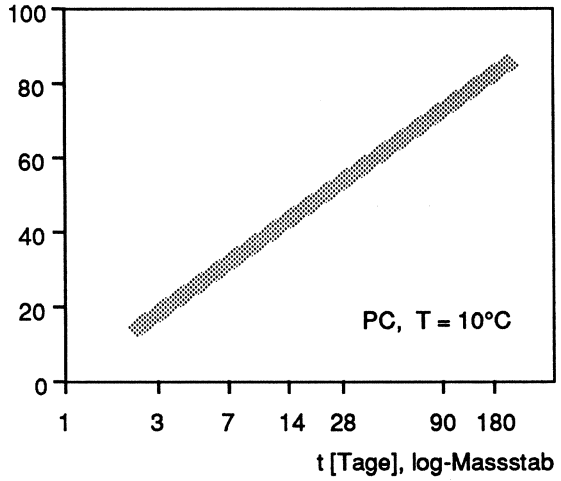


Bild 3.3: Zeitlicher Verlauf der Hydratation [4].

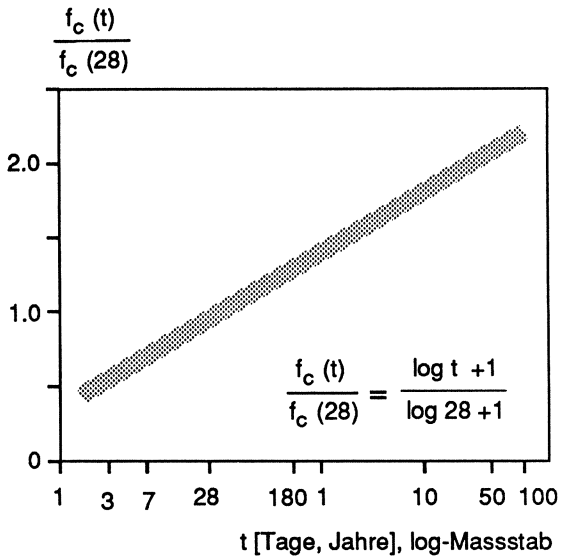


Bild 3.4: Festigkeitsentwicklung nach [40].

3.2.2. POROSITAET UND W/Z-WERT

Der Zement bindet chemisch ca. 25 Massenprozent ([M.-%]) Wasser, das als Hydratwasser in den Feststoff eingebaut wird. Das Volumen des chemisch gebundenen Wassers verringert sich dabei auf ca. 75%. Während der Zementgelbildung verbleiben zwischen den Gelteilchen kleinste Poren, deren Durchmesser ca. 1-100 nm beträgt, die sogenannten ***Gelporen***. In diesen Gelporen werden weitere ca. 15 [M.-%] Wasser physikalisch gebunden. Das Volumen dieses physikalisch gebundenen Wassers verkleinert sich dabei auf ca. 90% des Ausgangsvolumens. Das chemisch gebundene Wasser ist nicht verdampfbar, das physikalisch gebundene Wasser kann jedoch durch Trocknung bei 105°C ausgetrieben werden.

Insgesamt vermag also der Zement während der Hydratation ca. 40 [M.-%] Wasser zu binden, was einem W/Z-Wert von 0.4 entspricht. Wird mehr Wasser zugegeben als der Zement zu binden vermag, verbleibt dieses in sich dadurch bildenenden Hohlräumen, den sogenannten ***Kapillarporen.*** Es handelt sich dabei um Poren in der Gössenordnung von 0.1-10 µm Durchmesser (vgl. Bild 3.5 und 3.6).

Im weiteren entstehen durch die Verarbeitung des Betons Poren mit Durchmesser grösser als 0.1 mm, die sogenannten ***Luftporen.*** In diesen Luftporen findet, bedingt durch den zu grossen Durchmesser, kein kapillarer Wassertransport statt. Im Gegensatz zu Gel- und Kapillarporen, die als mit Wasser ***füllbare Poren*** bezeichnet werden, lassen sich Luftporen nur durch Vakuumsättigung oder Ueberdruck füllen (vgl. Kapitel 4.2.3.D). Luftporen können dem Beton auch künstlich zugegeben werden. Im Zusammenhang mit Frost-Tausalzbeständigem Beton dienen sie als Expansionsräume für gefrierendes Wasser.

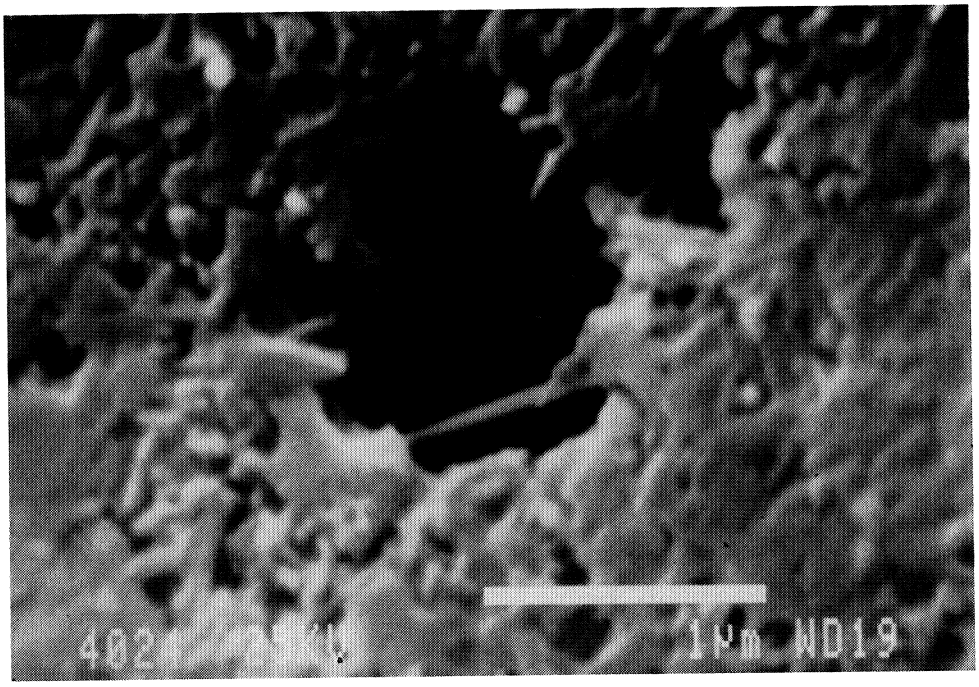


Bild 3.5: Kapillarpore, Vergrösserung 38000-fach.

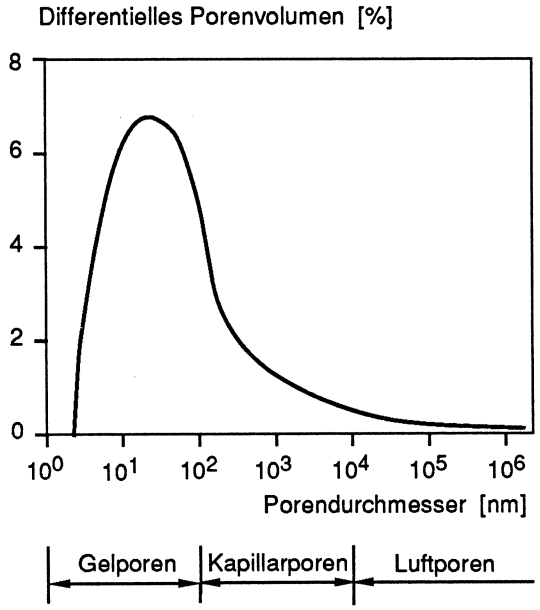


Bild 3.6: Typische Porenverteilung.

Das durch Wasserüberschuss entstehende Kapillarporensystem ist von massgebender Bedeutung im Zusammenhang mit praktisch sämtlichen Fragen, die sich im Rahmen der Dauerhaftigkeit von Stahlbeton stellen. Durch das Kapillarporensystem findet der Wassertransport mit allenfalls gelösten Chloriden und die die Karbonatisierung bewirkende CO_2-Diffusion ins Betoninnere statt. Es ist deshalb anzustreben, das Ausmass des Kapillarporensystems möglicht gering zu halten, d.h. dem Frischbeton möglichst wenig Ueberschusswasser beizugeben, oder mit andern Worten, den W/Z-Wert möglichst niedrig zu halten.

Durch Einschränkung des W/Z-Wertes kann zudem erreicht werden, dass das Kapillarporensystem unterbrochen wird, was wiederum von wesentlicher Bedeutung ist (vgl. Bild 3.7). Die Kapillaren verlaufen in diesem Falle nicht mehr durchgehend ins Innere des Betons, sondern sie werden immer wieder von "dichteren" Gelbrücken unterbrochen (vgl. Bild 3.8). Die Zahl der von der Betonoberfläche bis in eine bestimmte Tiefe durchgehenden Kapillaren nimmt daher mit zunehmender Tiefe ab. Der Widerstand gegen eindringende Substanzen nimmt somit mit der Tiefe zu. Eine Tatsache, der bei vielen Rechenmodellen zur Erfassung von Transportvorgängen im Beton nicht genügend Rechnung getragen wird.

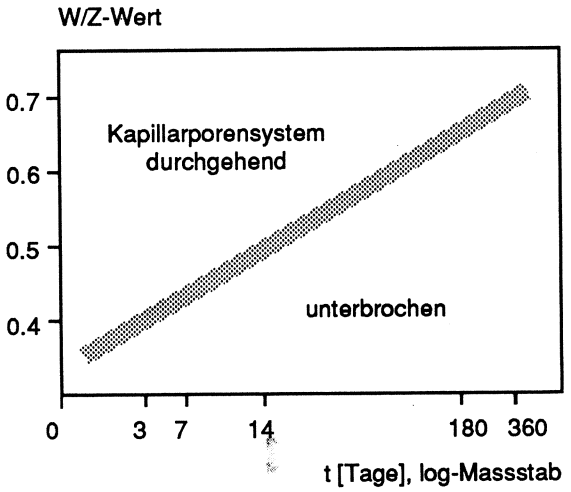


Bild 3.7: Kapillarporensystem in Abhängigkeit von W/Z-Wert und Alter nach [49].

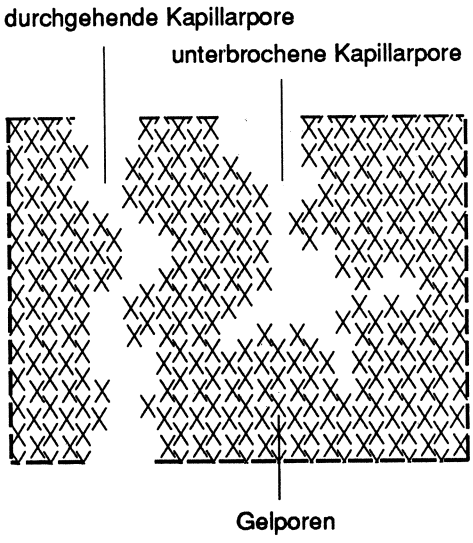


Bild 3.8: Struktur des Zementsteins.

Aus dem bekannten Bindevermögen des Zementes für Wasser können die einzelnen Bestandteile des Zementsteins oder des Betons in [M.-%] oder [Vol.-%], in Abhängigkeit vom W/Z-Wert, berechnet werden (vgl. Tabellen 3.1 und 3.2). Die Resultate sind in Bild 3.9 bezogen auf den Zementstein und in Bild 3.10 bezogen auf den Beton graphisch dargestellt. Es kommt klar zum Ausdruck, wie der Kapillarporengehalt und somit auch die Gesamtporosität ab einem W/Z-Wert von 0.4 stark zunimmt.

Der Berechnung liegt ein chemisches Bindevermögen des Zementes von 25 [M.-%] Wasser, bei einer Volumenreduktion desselben um 25%, sowie eine konstante Gelporosität von 28 [Vol.-%] zugrunde. Letzteres basiert auf der Annahme, dass das Zementgel, unabhängig von Temperatur, W/Z-Wert und Alter, immer die gleiche Struktur aufweist (vgl. [4]). In diesen 28 [Vol.-%] ist nebst den eigentlichen Gelporen auch die Volumenreduktion des Wassers durch die Hydratation enthalten. Diese Volumenreduktion wird oft auch in Form sogenannter "Schrumpf- oder Kontraktionsporen" ausgewiesen. Es ist jedoch nicht ersichtlich, was für eine spezielle Porenart dies sein soll. Durch die Volumenreduktion wird einfach der Porenraum grösser. Wenn kein Wasser zugeführt wird, wird dadurch ein Teil der grösseren Poren durch "Selbstaustrocknung" luftgefüllt. Nebst dem Schrumpfen bei der chemischen Bindung ist auch jenes des physikalisch gebundenen Gelwassers auf 90% seines Ausgangsvolumens berücksichtigt. Für die Dichte des Zementes wurde mit ρ_Z=3150 kg/m^3 gerechnet. Z [kg/m^3] bezeichnet den Zementgehalt, W [kg/m^3] den Wassergehalt des Frischbetons, α den Hydratationsgrad.

ZUSAMMENSETZUNG	MASSE [kg/m^3]	VOLUMEN [dm^3/m^3]
HYDRATISIERTER ZEMENT	$\alpha \cdot Z$	$0.317 \cdot \alpha \cdot Z$
HYDRATWASSER	$0.25 \cdot \alpha \cdot Z$	$0.188 \cdot \alpha \cdot Z$
GELWASSER /-POREN	$0.22 \cdot \alpha \cdot Z$	$0.198 \cdot \alpha \cdot Z$
KAPILLARWASSER /-POREN	$W - 0.47 \cdot \alpha \cdot Z$	$W - 0.386 \cdot \alpha \cdot Z$
DAVON LUFTGEFUELLT		$0.085 \cdot \alpha \cdot Z$
UNHYDRAT. ZEMENT	$1 - \alpha \cdot Z$	$0.317 \cdot (1 - \alpha) \cdot Z$
SUMME	$W + Z$	$W + 0.317 \cdot Z$

Tab. 3.1: Volumenverhältnisse im Zementstein.

ZUSAMMENSETZUNG	[VOL.- %] VOM ZEMENTSTEIN	[VOL. - %] VOM BETON
FESTSTOFF	$\frac{0.505 \cdot \alpha}{W/Z + 0.317} \cdot 100$	$0.505 \cdot \alpha \cdot Z \cdot 0.1$
GELPOREN	$\frac{0.198 \cdot \alpha}{W/Z + 0.317} \cdot 100$	$0.198 \cdot \alpha \cdot Z \cdot 0.1$
KAPILLARPOREN	$\frac{W/Z - 0.386 \cdot \alpha}{W/Z + 0.317} \cdot 100$	$(W/Z - 0.386 \cdot \alpha) \cdot Z \cdot 0.1$
UNHYDRAT. ZEMENT	$\frac{0.317 \cdot (1-\alpha)}{W/Z + 0.317} \cdot 100$	$0.317 \cdot (1-\alpha) \cdot Z \cdot 0.1$

Tab. 3.2: Zusammensetzung des Zementsteins und des Betons.

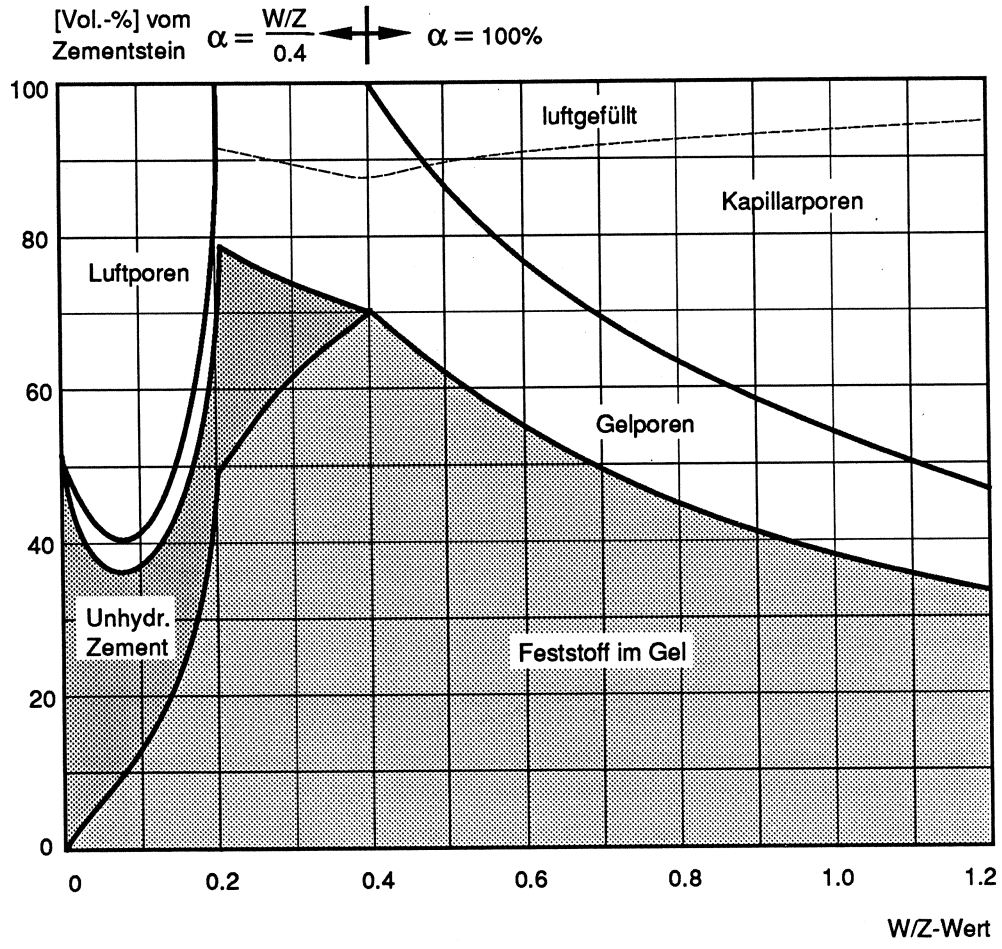


Bild 3.9: Volumenverhältnisse im Zementstein bei vollständiger Hydratation nach [4].

In Bild 3.11 ist die Zusammensetzung des Zementsteins in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad α, bei konstantem W/Z-Wert, aufgetragen (Bild 3.9 und 3.10, α=100%). Der Kapillarporengehalt nimmt mit zunehmendem Hydratationsgrad ab, da immer mehr Wasser in den Feststoff eingebaut wird. Mit zunehmendem Feststoffanteil nimmt entsprechend der Gelporengehalt des Zementgels zu. Die Gesamtporosität nimmt jedoch insgesamt mit zunehmendem Hyratationsgrad deutlich ab. Es ist demnach unbedingt anzustreben, dass die für die Dauerhaftigkeit massgebende Deckschicht des Betons vollständig hydratisiert wird, um eine möglichst grosse Dichtigkeit zu erreichen. Dies kann nur durch eine wirkungsvolle Nachbehandlung des Betons gewährleistet werden (vgl. Kapitel 3.2.3.).

In Bild 3.12 sind die Volumenverhältnisse im Beton in Abhängigkeit vom Zementgehalt bei konstantem W/Z-Wert und bei vollständiger Hydratation aufgetragen. Mit zunehmendem Zementgehalt nimmt auch der Anteil der Gel- und Kapillarporen zu. Der Zementgehalt beeinflusst demnach die Porosität ebenfalls (vgl. Kapitel 4.2.3.F).

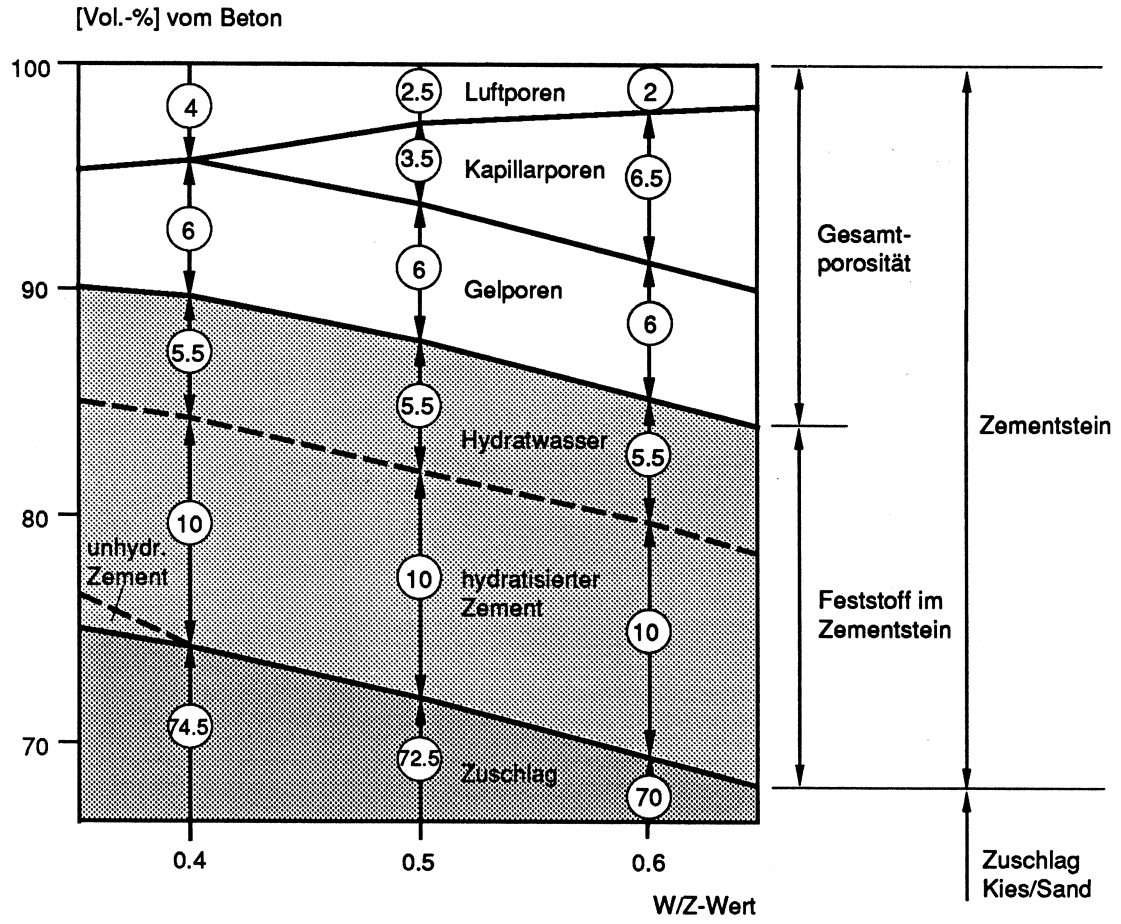


Bild 3.10: Volumenverhältnisse im Beton für Z=300 kg/m³, α=100%.

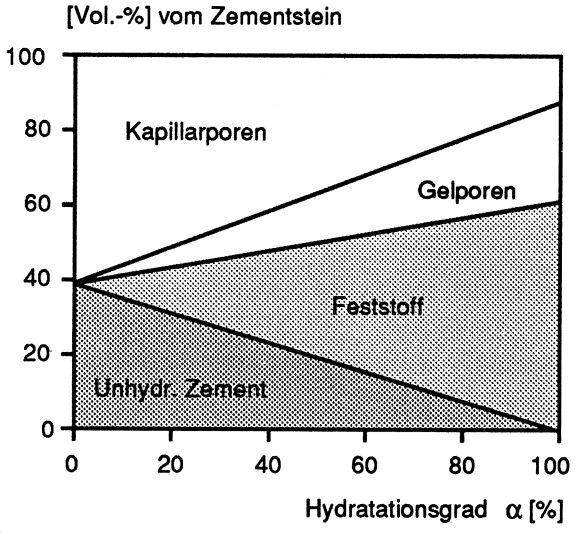


Bild 3.11: Zusammensetzung des Zementsteins in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad, W/Z=0.5, Z=300 kg/m³.

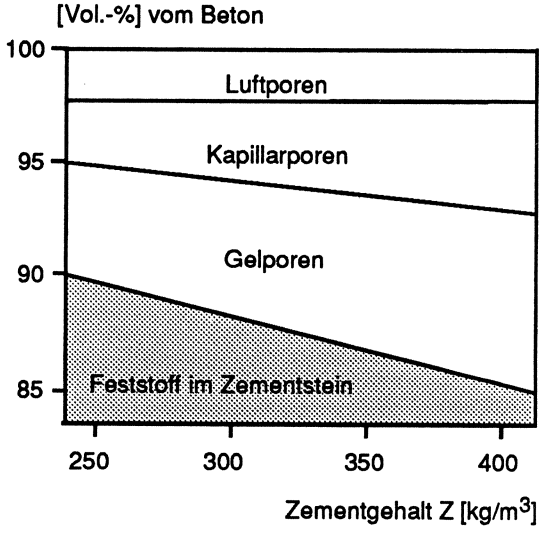


Bild 3.12: Volumenverhältnisse im Beton in Abhängigkeit vom Zementgehalt, W/Z=0.5, α =100 %.

3.2.3. NACHBEHANDLUNG

Hauptzweck einer wirkungsvollen Nachbehandlung ist es, den Beton, insbesondere dessen Deckschicht, vor frühzeitiger Austrocknung zu bewahren. Frühzeitiges Austrocknen hat, nebst der Bildung von Schwindrissen, infolge des fehlenden Wassers einen Unterbruch des Hydratationsvorgangs zur Folge. Die Deckschicht wird nicht vollständig hydratisiert und verbleibt porös (vgl. Bild 3.11).

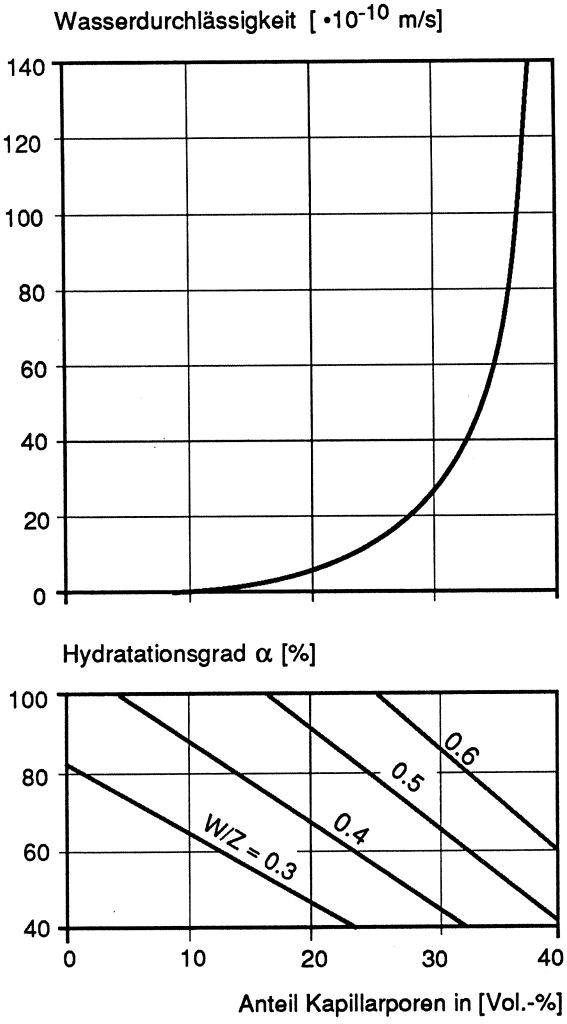


Bild 3.13: Einfluss von Hydratationsgrad und W/Z-Wert auf die Wasserdurchlässigkeit von Zementstein [19].

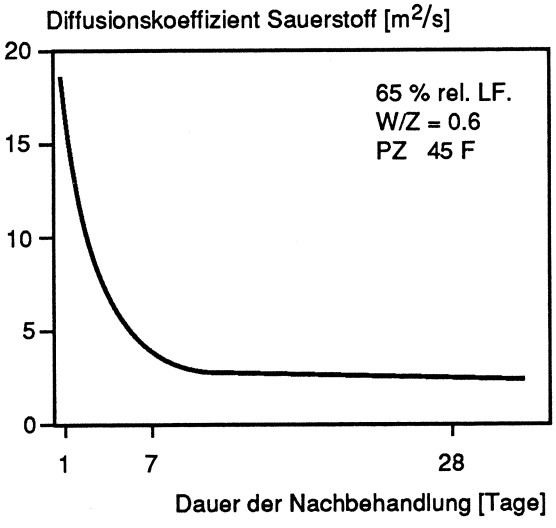


Bild 3.14: Einfluss der Nachbehandlung auf die Diffusion nach [28].

In Bild 3.13 ist als Mass für die Dichtigkeit die Wasserdurchlässigkeit und der zugehörige Kapillarporengehalt in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad und vom W/Z-Wert aufgetragen. Die Darstellung zeigt klar, wie mit zunehmendem Hydratationsgrad die Wasserdurchlässigkeit abnimmt.

Bild 3.14 zeigt eindrücklich, wie der Diffusionskoeffizient für Sauerstoff, als Mass für die Dichtigkeit, mit der Dauer der Nachbehandlung markant abfällt.

3.2.4. TRANSPORTVORGAENGE IM ZEMENTSTEIN

Der Gas-, respektive Flüssigkeitstransport im Porensystem des Zementsteins erfolgt im wesentlichen auf vier Arten: Durch *Sorption, Diffusion, kapillaren Wassertransport* und durch *hydraulische Strömung.* In bezug auf die Dauerhaftigkeit von Stahlbeton stehen die Diffusion und der kapillare Wassertransport im Vordergrund.

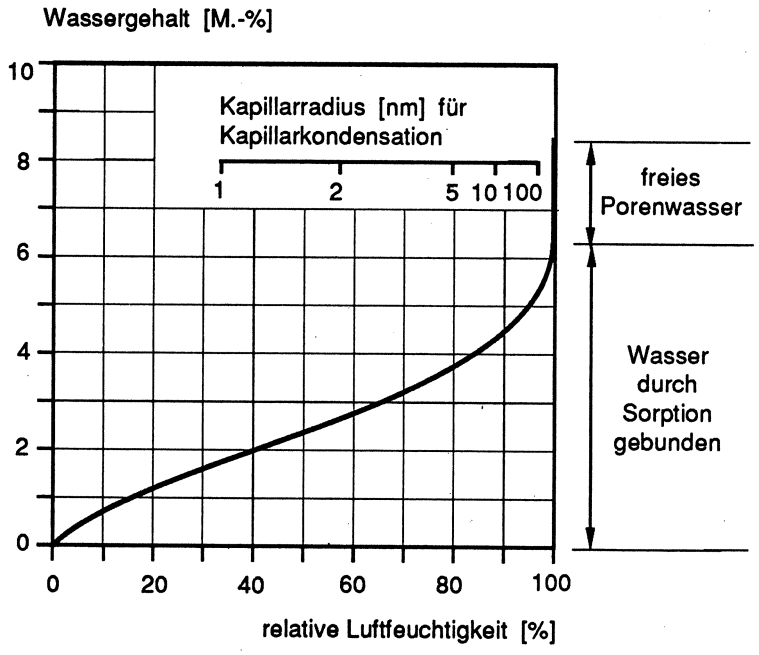


Bild 3.15: Sorptionsisotherme von Zementstein nach [7].

Durch ***Sorption*** werden Wassermoleküle an der Festkörperoberfläche duch *Van der Waal'sche Kräfte* gebunden. Der Gehalt an sorbiertem Wasser ist von der relativen Luftfeuchtigkeit abhängig und wird durch *Sorptionsisothermen* beschrieben (vgl. Bild 3.15). Der Verlauf der Sorptionsisothermen erlaubt Rückschlüsse auf die Porenstruktur und die Grösse der inneren Oberfläche des Porensystems.

Durch ***Diffusion*** wird ein Partialdruck- oder Konzentrationsgefälle zu einem Gleichgewicht ausgeglichen. Es kann sich dabei um Wasserdampfdiffusion, CO_2-Diffusion im Zusammenhang mit der Karbonatisierung, oder aber auch um Chloriddiffusion im Porenwasser handeln.
Im Zusammenhang mit allen Transportvorgängen ist die Eindringgeschwindigkeit von Bedeutung. Die Diffusion wird durch das *1. und 2. Fick'sche Diffusionsgesetz* beschrieben. Es ergibt sich daraus grundsätzlich ein "$\sqrt{t}$-Gesetz", was jedoch für den porösen Baustoff Beton im Widerspruch zu entsprechenden Messungen steht (vgl. Kap. 3.3.2.C).

Der ***kapillare Wassertransport*** beruht auf zwei Phänomenen: Der Oberflächenspannung und der Kraftwirkung an der Grenzfläche zwischen Festkörper und Flüssigkeit. Auf die äussersten Flüssigkeitsmoleküle an der Grenzfläche zu einem Gas wirken ins Innere einer Flüssigkeit ziehende Kräfte, welche die Oberflächenspannung bewirken. An der Grenzfläche zum Festkörper wird die Flüssigkeit durch Adhäsionskräfte beeinflusst. Je nach Benetzbarkeit des Festkörpers stellt sich dabei ein bestimmter Randwinkel θ zwischen Flüssigkeits- und Festkörperoberfläche ein. Die beiden Kraftwirkungen führen zur typischen *Meniskusbildung* bei kapillarem Wassertransport.

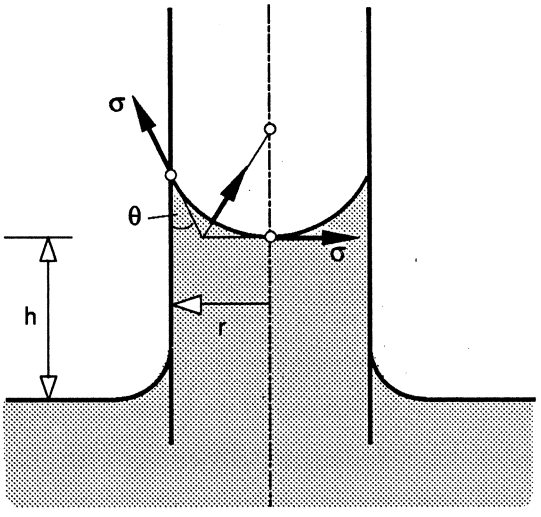


Bild 3.16: Kapillare Steighöhe h.

Die vertikale Steighöhe h, als Mass für die maximale Saugkraft der Kapillaren, lässt sich aus dem Gleichgewicht zwischen der vertikalen Resultierenden der Oberflächenspannung σ und dem Gewicht der Wassersäule ermitteln (vgl. Bild 3.16):

$$2 \cdot \pi \cdot r \cdot \sigma \cdot \cos\theta = h \cdot \pi \cdot r^2 \cdot \rho_w \cdot g$$

$$h = \frac{2 \cdot \sigma \cdot \cos\theta}{r \cdot \rho_w \cdot g}$$

Der Berechnung der Eindringgeschwindigkeit wird die Kapillaritätstheorie zu Grunde gelegt. Ausgehend von idealen Kapillaren resultiert wiederum ein "$\sqrt{t}$-Gesetz". Entsprechende Messungen zeigen jedoch, dass die Wasseraufnahme langsamer, mit etwa $t^{0.3\text{-}0.35}$ erfolgt (vgl. [5]). Die Gründe dafür dürften in der Modellierung des Porensystems liegen. In Wirklichkeit ändert der Kapillarenquerschnitt dauernd und auch sprunghaft. Zudem sind die Kapillarwände perforiert (vgl. Bild 3.17 und 3.18). Der treibende Meniskus muss demzufolge immer wieder neu aufgebaut werden, was die erwähnte Verzögerung der Eindringgeschwindigkeit bewirken kann. In komplizierteren Modellen wird dieser Tatsache durch Korrekturfaktoren Rechnung getragen, deren Bestimmung jedoch meist nur durch Labormessungen möglich ist.

Ein Phänomen, das im Zusammenhang mit der Kapillarwirkung erwähnt werden muss, ist die *Kapillarkondensation*. Ueber einer konkaven Wasseroberfläche, wie dies beim Meniskus in einer Kapillaren der Fall ist, ist der Gleichgewichtsdampfdruck kleiner als über einer ebenen Wasseroberfläche. Es kann demzufolge flüssiges Wasser mit ungesättigtem Wasserdampf im Gleichgewicht stehen. Bild 3.15 zeigt unter anderem, bei welcher Porengrösse, in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchtigkeit, die Poren infolge Kapillarkondensation mit Wasser gefüllt sind. Bei z.B. 70% rel. LF. ist dies für Poren bis zu ca. 3 nm Radius der Fall.

Die ***hydraulische Sickerströmung*** beruht auf einem Druckgefälle und setzt volle Wassersättigung der Porenräume voraus. Die Strömung kann durch das Gesetz von Darcy beschrieben werden.

In Wirklichkeit sind Flüssigkeits- und Gastransport im Porensystem des Zementsteins örtlich und zeitlich nicht getrennt. Der Feuchtetransport im Zementstein ist äusserst komplex und setzt sich aus verschiedenen, gleichzeitig ablaufenden Transportvorgängen zusammen. Wasser kann im Porensystem gleichzeitig, je nach Porendurchmesser, in flüssiger, gasförmiger oder in den kleinsten Poren sogar in molekularer Form vorliegen.



Bild 3.17: Zementstein, Vergrösserung 9000-fach.

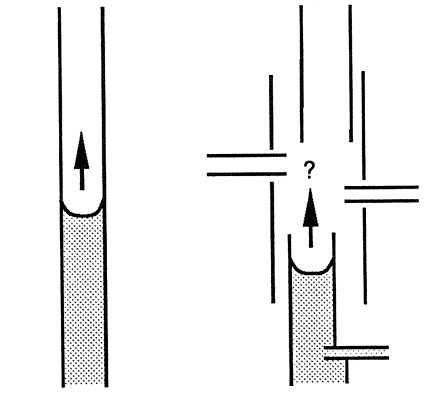


Bild 3.18: Kapillarer Wassertransport im Zementstein.

Nach [25] können bezüglich des Wassertransportes, in Abhängigkeit vom Wassergehalt, folgende Phasen unterschieden werden (vgl. Bild 3.19):

Unter sehr trockenen Bedingungen (Phase A) werden Wasserdampfmoleküle an den Porenwänden adsorbiert. Es findet kein eigentlicher Transport statt.

In Phase B sind die Porenwände durch eine oder mehrere Molekülschichten belegt, der Porenraum ist für Wasserdampf diffundierbar.

In Phase C sind die kleineren Poren mit Wasser gefüllt, der Transport in den grösseren Poren erfolgt wie in Phase B.

In Phase D ist die Dicke der Sorbatschicht derart angewachsen, dass durch Oberflächendiffusion Wasser entlang den Porenwänden transportiert wird.

In Phase E bildet sich, unabhängig von den in grossen Porenräumen noch vorhandenen Luftblasen, bereits eine hydraulische Strömung.

In Phase F ergibt sich bei voller Wassersättigung eine hydraulische Strömung nach dem Gesetz von Darcy.

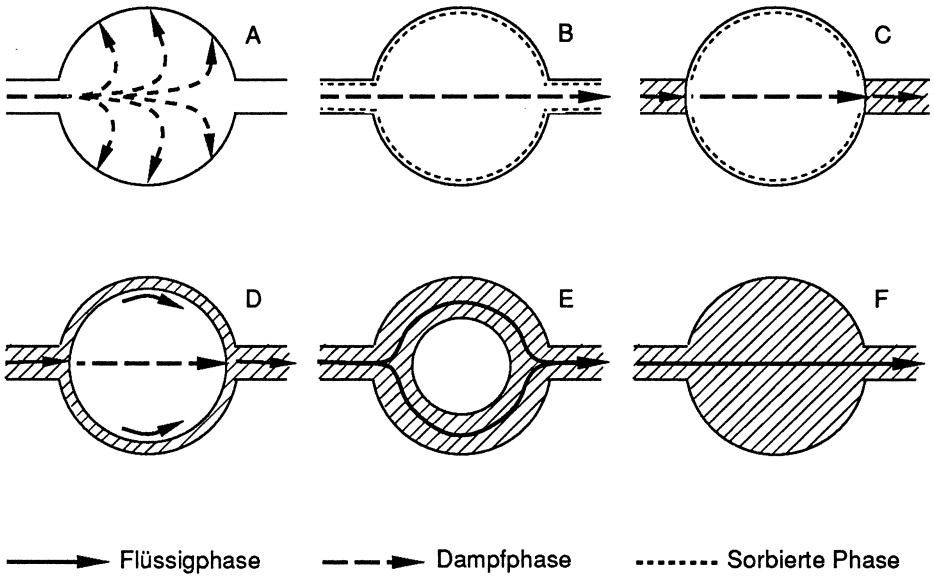


Bild 3.19: Wassertransport im Zementstein in Abhängigkeit vom Wassergehalt nach [25].

3.3. SCHAEDIGUNGSMECHANISMEN

3.3.1. CHLORIDEINWIRKUNG

Chloride, herrührend vom verwendeten Tausalz, dringen durch Diffusion und/oder im *"Huckepack"-Verfahren*, gelöst im durch kapillare Saugwirkung transportierten Wasser, durch das Porensystem in den Beton ein. Der zweite Transportmechanismus steht dabei bezüglich Wirksamkeit eindeutig im Vordergrund.

Ueber die Eindringgeschwindigkeit am Bauwerk selber, (nicht bei Laborversuchen,) liegen infolge des in unregelmässigen Zyklen ablaufenden Mischtransportes und der meistens unbekannten Beaufschlagungskonzentration keine gesicherten Angaben vor.

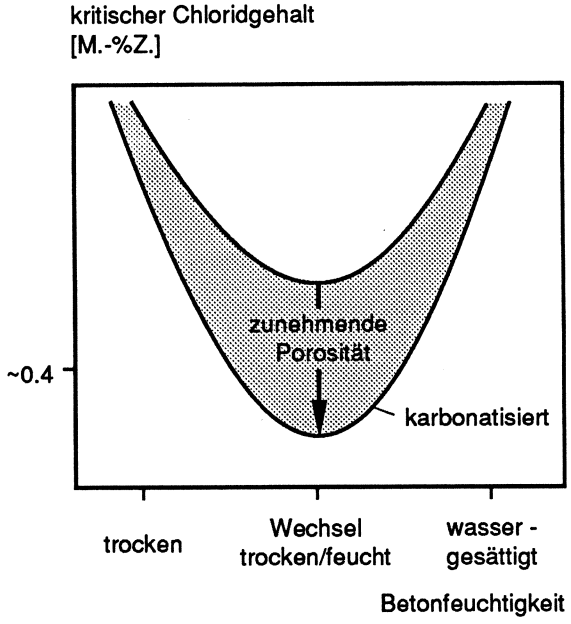


Bild 3.20: Kritischer Chloridgehalt nach [3].

Von Bedeutung ist im Rahmen der Dauerhaftigkeit der ***kritische Chloridgehalt*** auf Bewehrungshöhe, bei dessen Ueberschreiten Bewehrungskorrosion einsetzt. In der Praxis wird meistens der kritische Chloridgehalt mit 0.4% bezogen auf den Zementgehalt und somit als Konstante beziffert. Die 0.4% entsprechen demjenigen Chloridgehalt, der im sich

bildenden *Friedel'schen Salz* chemisch gebunden werden kann, also nicht mehr frei im Porenwasser vorliegt. In Wirklichkeit ist der kritische Chloridgehalt jedoch keine Konstante (vgl. Bild 3.20). Er ist abhängig von der Porosität und der Betonfeuchtigkeit. Bei "trockenem" Beton wird auch bei hohen Chloridgehalten die Korrosion durch den fehlenden Elektrolyten, bei wassergesättigtem Beton entsprechend durch die fehlende Sauerstoffzufuhr verhindert. Im weiteren wird durch die Karbonatisierung das im Friedel'schen Salz gebundene Chlorid wieder freigesetzt. Tatsache ist auch, dass bei Chloridgehalten kleiner 0.4% nicht alles Chlorid gebunden wird, sondern teilweise frei im Porenwasser verbleibt. Andernorts werden generell erheblich höhere kritische Chloridgehalte von bis zu 1.0% vom Zementgehalt genannt [3,43]. Es muss zudem differenziert werden, ob es sich um eine mögliche Korrosion von Bewehrungsstahl oder des viel empfindlicheren Spannstahls handelt. Bei Spannstahl wird der kritische Chloridgehalt meist mit 0.2% vom Zementgehalt angegeben. Wichtig erscheint bei der ganzen Diskussion hinsichtlich der Beurteilung im konkreten Fall, dass immer auch der Zustand der Bewehrung im Zusammenhang mit dem Chloridgehalt untersucht wird. Im weiteren sei auf Kapitel 6.4.3. verwiesen.

3.3.2. KARBONATISIERUNG

3.3.2.A KARBONATISIERUNGSVORGANG

Ueber die chemischen Vorgänge, die während der Karbonatisierung im Zementstein ablaufen, sowie über deren zeitlichen Verlauf, besteht noch nicht völlige Klarheit.

Im allgemeinen wird die Karbonatisierung durch die Reaktion des aus der Luft durch die Poren in den Zementstein eindiffundierenden *Kohlendioxides* CO_2 mit dem im Porenwasser gelösten *Calziumhydroxid* $Ca(OH)_2$ erklärt. Nach der Gleichung

$$Ca(OH)_2 + CO_2 \xrightarrow{+H_2O} CaCO_3 + H_2O$$

entsteht das praktisch unlösliche *Calziumcarbonat* $CaCO_3$, das sich in amorpher, z.T. jedoch auch in kristalliner Form in den Porenräumen ablagert. Die Porenstruktur wird dadurch verändert, das Porenvolumen wird durch den Karbonatisierungsvorgang reduziert (vgl. Bild 3.21).

Der zeitliche Verlauf der Karbonatisierungsreaktion wird durch die Diffusionsgeschwindigkeit des CO_2 bestimmt. Die Umwandlung des Calziumhydroxids in Calziumcarbonat erfolgt sehr schnell. Im Verlaufe des Karbonatisierungsprozesses geht immer neues Calziumhydroxid, das vor allem in ungelöster Form vorliegt, in Lösung, bis es vollständig aufgebraucht ist. Erst dann wandert die Karbonatisierungsfront weiter ins Betoninnere.

Wie aus obenstehender Gleichung ersichtlich ist, benötigt der Karbonatisierungsvorgang Wasser. Der Karbonatisierungsfortschritt ist bei einer relativen Luftfeuchtigkeit von 50 - 60% am grössten. Bei kleinerer Luftfeuchtigkeit tritt durch das fehlende Wasser eine Verzögerung ein, bei grösserer Feuchtigkeit wird die CO_2-Diffusion durch das in den Poren vorhandene Wasser behindert (vgl. Bild 3.22).

Im Verlaufe des Karbonatisierungsvorganges sinkt der ***pH-Wert*** des ursprünglich alkalischen Porenwassers von ca. 12.6 auf ca. 8.3. Dringt die Karbonatisierung bis zum Bewehrungsstahl vor, verliert dieser dadurch seinen alkalischen Schutz, wird depassiviert und dadurch einer möglichen Korrosion ausgesetzt.

Nebst der Umwandlung von Calziumhydroxid in Calziumcarbonat werden durch die Karbonatisierung auch die Calziumsilikathydrate CSH im Zementstein angegriffen. Durch Hydrolyse der CSH entsteht Calziumhydroxid, das wiederum in Calziumcarbonat umgewandelt wird. Dieser Vorgang verläuft jedoch relativ langsam.

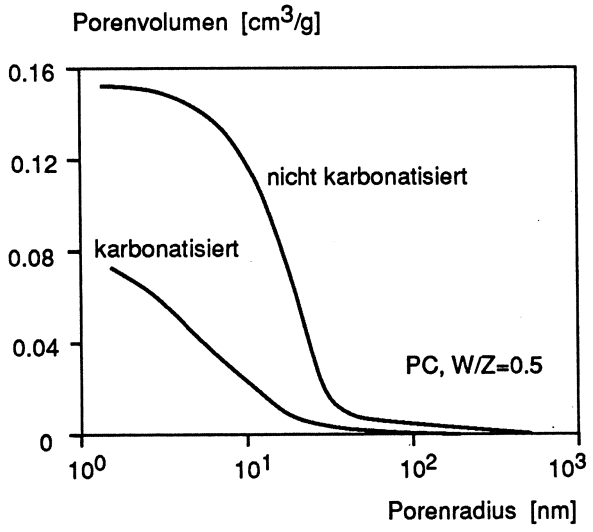


Bild 3.21: Porenvolumen in Abhängigkeit von der Karbonatisierung nach [9].

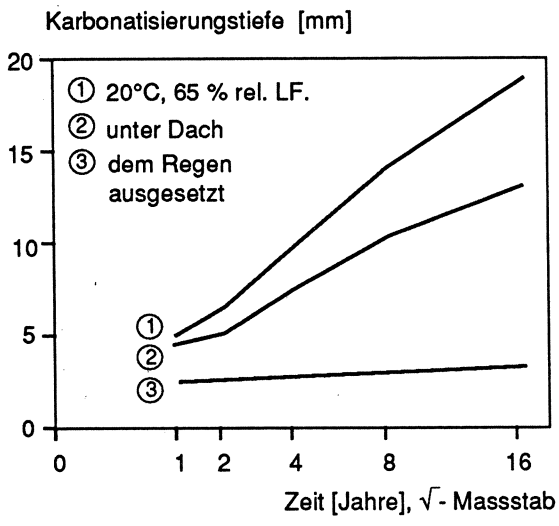


Bild 3.22: Karbonatisierungstiefe bei verschiedenen Bewitterungsverhältnissen [44].

Nach [8] verlaufen die chemischen Reaktionen bei der Karbonatisierung über die im Porenwasser vorhandenen Alkalihydroxide, bzw. Alkalikarbonate, also grundsätzlich anders als oben beschrieben. Wie Analysen von Porenlösungen zeigen, ist die Konzentration der Alkaliionen Natrium und Kalium, sowie der Hydroxilionen OH^- im Porenwasser viel grösser als diejenige der Calziumionen (vgl. Tab 3.3).

Ionenkonzentrationen in Porenlösungen [mmol/l]				
Na^+	K^+	Ca^{2+}	OH^-	SO_4^{2-}
≈320	≈640	≈2	≈750	≈30

Tab. 3.3: Ionenkonzentrationen in Porenlösungen [15].

Die Alkalihydroxide sind wesentlich leichter löslich als die Calziumhydroxide und stehen somit vorzugsweise für weitere Reaktionen, insbesondere mit dem CO_2, zur Verfügung. Für Kalium ergibt sich folgender Reaktionsablauf:

$$2\,KOH + CO_2 \rightarrow K_2CO_3 + H_2O$$
$$K_2CO_3 + Ca(OH)_2 \rightarrow CaCO_3 + 2\,KOH$$

Die aus der Reaktion mit dem Kohlendioxid der Luft entstehenden Alkalikarbonate sind im Gegensatz zum Calziumcarbonat leicht löslich. Sie reagieren mit dem Calziumhydroxid unter Bildung von Calziumkarbonat und wiederum Alkalihydroxid (Kali- bzw. Natronlauge), dem Ausgangsstoff der Reaktion. Die Alkalihydroxide selbst karbonatisieren erst, wenn kein Calzium mehr in der Lösung vorliegt. Nach Abschluss der Karbonatisierung, d.h. wenn alle Hydroxide in die entsprechenden Karbonate umgewandelt wurden, bewirken die leicht löslichen Alkalikarbonate, dass der pH-Wert nicht (!) absinkt. Erst ein mögliches Auswaschen der Alkalikarbonate, bzw. -hydroxide oder eine Reaktion derselben mit Schwefeldioxid oder Stickoxiden aus der Luft führt zu einer Neutralisierung der Porenlösung.

3.3.2.B KARBONATISIERUNGSFRONT ↔ ALKALITAETSGRENZE

Der Karbonatisierungsvorgang erstreckt sich über einen bestimmten Tiefenbereich, eine unregelmässig verlaufende Uebergangszone (vgl Bild 3.23). In der Baupraxis ist es üblich, die Karbonatisierungstiefe, respektive die ***Karbonatisierungsfront*** mit Hilfe eines pH-Indikators mit Farbumschlag im Bereich von 9 nachzuweisen (vgl. auch [37]).

Wie aus Abschnitt 3.3.2.A hervorgeht, sagt jedoch die mittels Indikatorverfahren ermittelte Grenze nichts über den Karbonatisierungszustand des Zementsteins aus. Die Karbonatisierung kann vollständig abgeschlossen sein, die Porenlösung jedoch immer noch eine alkalische Reaktion aufweisen. Die mittels Indikatorverfahren ermittelte Grenze sollte nicht als Karbonatisierungsfront sondern allgemein als ***Alkalitätsgrenze*** bezeichnet werden.

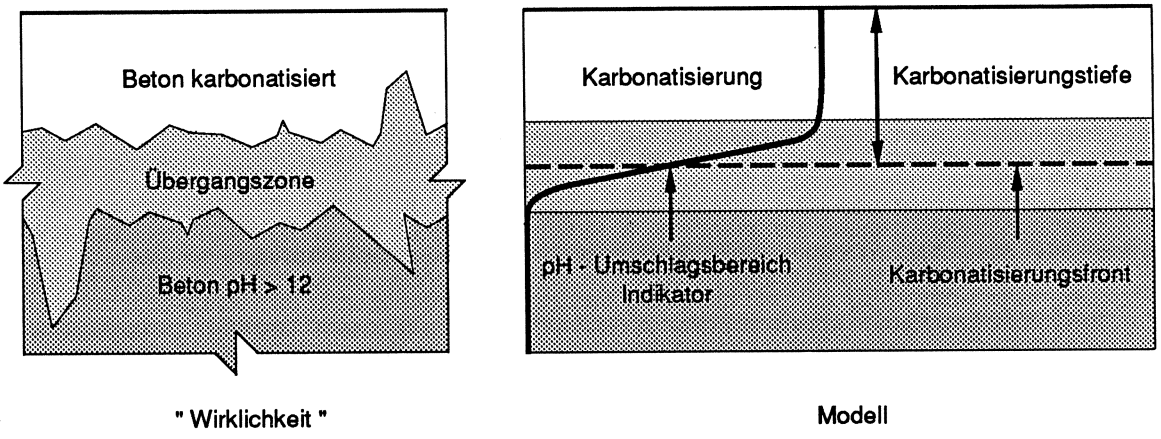


Bild 3.23: Karbonatisierungstiefe - Karbonatisierungsfront.

3.3.2.C ZEITLICHER VERLAUF DES KARBONATISIERUNGSFORTSCHRITTS

Die Möglichkeit der Voraussage des zeitlichen Verlaufes des Karbonatisierungsfortschrittes ist im Rahmen der Beurteilung des Zustandes von Stahlbetontragwerken und als Entscheidungskriterium bei Instandstellungsprojekten von wesentlicher Bedeutung.

Die Karbonatisierungsgeschwindigkeit wird weitgehend durch den CO_2-Diffusionsvorgang bestimmt. Diffusionsvorgänge gehorchen dem *1. und 2. Fick'schen Diffusionsgesetz*. In der Baupraxis wird es in vereinfachter Form wie folgt angewandt:

$$y = D \cdot \sqrt{t}$$

y = *Karbonatisierungstiefe*
t = *Bauwerkalter*
D = *Karbonatisierungskoeffizient*

Dieses Gesetz ist allgemein als ***"√t-Gesetz"*** bekannt. Im konkreten Fall wird jeweils die (vermeintliche) Karbonatisierungstiefe mittels Indikatorverfahren gemessen. Das Bauwerkalter ist bekannt. Aus der oben angegebenen Beziehung kann somit der Karbonatisierungskoeffizient D berechnet werden. Im folgenden wird durch Extrapolation der Zeitpunkt ermittelt, bei dem die "Karbonatisierungsfront" die Bewehrung erreicht.

Dieses Vorgehen muss als unkorrekt, in jedem Fall jedoch als ungenau und zufällig beurteilt werden. Wie Feld- und Labormessungen gezeigt haben, verläuft der Karbonatisierungsfortschritt langsamer als nach dem "√t-Gesetz" und strebt einem ***Endwert*** zu (vgl. [27]). Die Ergebnisse nach dem "√t-Gesetz" liegen zwar auf der sicheren Seite, die Abweichungen von der Wirklichkeit können jedoch, vor allem bei weitreichender Extrapolation, untolerierbar gross werden. Gründe dafür sind folgende:

1. Der zeitliche Verlauf der mittels Indikatorverfahren gemessenen Alkalitätsgrenze muss nicht mit demjenigen der Karbonatisierungsfront übereinstimmen (vgl. Kap. 3.3.2.A).

2. Calziumhydoxid diffundiert aus dem Betoninnern nach Aussen und verzögert den Karbonatisierungsfortschritt .

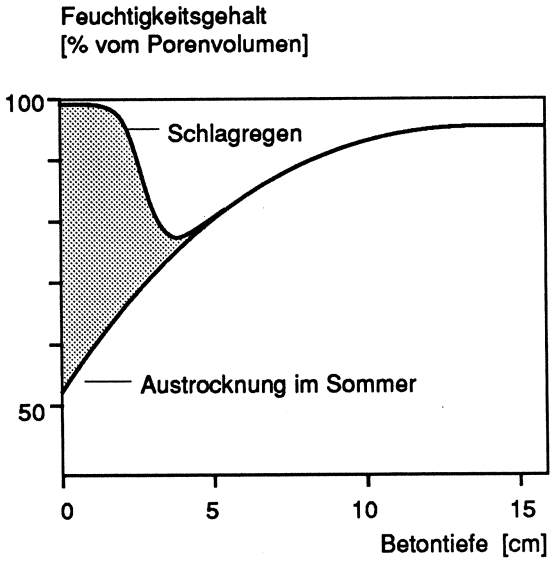


Bild 3.24: Prinzipieller jahreszeitlicher Grenzwert der Feuchtigkeitsverteilung im Beton.

3. Der globale Karbonatisierungskoeffizient D setzt sich, immer noch näherungsweise, folgendermassen zusammen [27]:

$$D = \sqrt{2 \cdot D' \cdot c/a}$$

D' = *Diffusionskoeffizient für CO_2 in Beton*
c = *CO_2-Gehalt an der Betonaussenseite*
a = *erforderliche Menge CO_2 zur Umsetzung aller karbonatisierbarer Hydratationsprodukte*

Der Diffusionskoeffizient D' wird nach dem oben beschriebenen Verfahren als konstant angenommen. Dies ist jedoch nicht der Fall. Er ist aus folgenden Gründen, die alle reaktionshemmend wirken, sowohl zeitlich als auch örtlich veränderlich:

- Das Kapillarporensystem ist nicht durchgehend. Mit zunehmender Tiefe sind die Kapillarporen nur noch über Gelbrücken erreichbar (vgl. Bild 3.7, 3.8).

- Die Porosität nimmt im allgemeinen, vor allem jedoch bei horizontalen Oberflächen, nach Innen ab.
- Die sich während der Karbonatisierung in den Porenräumen ablagernden Calziumcarbonate reduzieren und verändern das Porensystem (vgl. Bild 3.21).
- Der Feuchtigkeitsgehalt der Betondeckschicht verändert sich jahreszeitlich und schwankt in weiten Bereichen (vgl. Bild 3.24).

Im Rahmen dieses Forschungsprojektes soll der Verlauf des Karbonatisierungsfortschrittes durch Messungen an bestehenden, bis zu neunzig jährigen Stahlbetontragwerken, d.h. in diesem Zusammenhang durch eine korrekte Erfassung des Diffusionskoeffizienten, in Abhängigkeit der in Kapitel 2 erwähnten Sekundärparameter, ermittelt werden (vgl. Kapitel 6.3.2.).

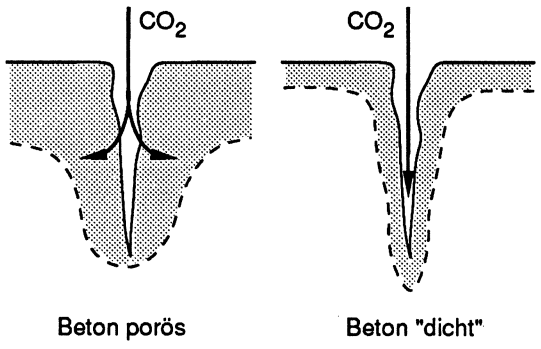


Bild 3.25: Karbonatisierungstiefe in Rissen.

3.3.2.D KARBONATISIERUNG IN RISSEN

In Rissen dringt die Karbonatisierungsfront weiter ins Betoninnere vor als im ungerissenen Bereich. Die Karbonatisierung schreitet sowohl senkrecht zu den Rissflanken, als auch von der Risswurzel nach Innen fort. Zu bemerken ist, dass bei dichtem Beton die Karbonatisierungsfront von der Risswurzel aus weiter nach Innen vordringt als bei porösem Beton, da das in den Riss eindiffundierende CO_2 weniger gut seitlich abwandern kann (vgl. Bild 3.25). Im weiteren karbonatisieren wasserführende Risse weniger als trockene Risse.

3.4. KORROSIONSVORGAENGE

3.4.1. KORROSION IM UNGERISSENEN BEREICH

3.4.1.A ELEKTROCHEMISCHE GRUNDLAGEN

Der im Beton eingelegte Bewehrungsstahl ist im Normalfall durch die sich angesichts der stark alkalischen Porenwasserlösung (pH≈12.6) bildende Schutzschicht auf der Stahloberfläche, den sogenannten ***Passivfilm***, gegen Korrosion geschützt. Hauptursachen für die Zerstörung des Passivfilms sind die zwei Schädigungsmechanismen Karbonatisierung und Chlorideinwirkung.

Durch die *Karbonatisierung* wird die Porenwasserlösung nahezu neutralisiert (pH≈8.3). Der Passivfilm verliert dadurch seine Stabilität, der Bewehrungsstahl wird depassiviert und somit einer möglichen Korrosion ausgesetzt. Diese fällt meist flächig und gleichmässig im Abtrag aus.

Durch die *Chlorideinwirkung* wird der Passivfilm meist nur lokal zerstört. Dies hat zwar eine örtlich begrenzte, jedoch sehr tiefwirkende und dementsprechend äusserst gefährliche Korrosionsform zur Folge (vgl. Bild 3.26). Chloride zerstören den Passivfilm auch bei intakter Alkalität der Porenwasserlösung, also bei unkarbonatisiertem Beton.

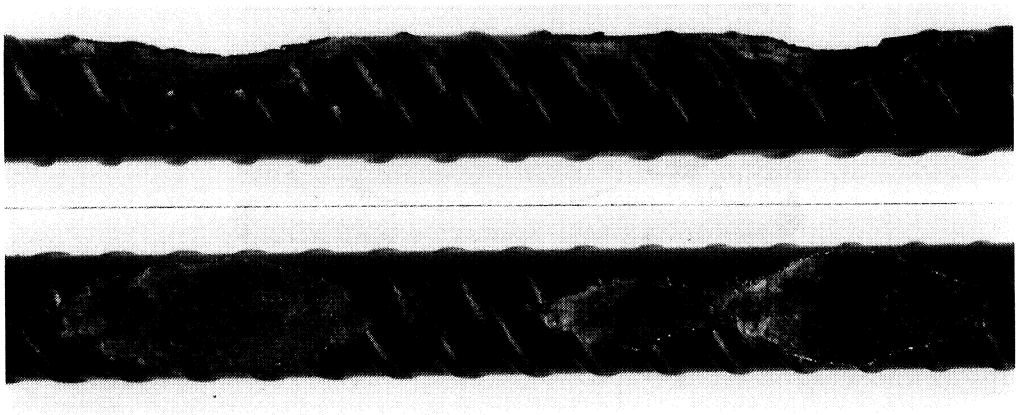


Bild 3.26: Lochfrass-Korrosion an einem Bewehrungsstab.

Ist der Passivfilm zerstört, wird der Bewehrungsstahl der Korrosion ausgesetzt. Es handelt sich dabei um einen elektrochemischen Vorgang, der in zwei Teilprozessen, einem Oxidations- und einem Reduktionsprozess abläuft (vgl. Bild 3.27, Galvanisches Element). An der ***Anode*** findet der Oxidationsvorgang, die Eisenauflösung, statt:

$$Fe \longrightarrow Fe^{2+} + 2e^-$$

Die freigewordenen Elektronen e^- fliessen durch den Stahl zur ***Kathode*** und werden dort durch den Sauerstoff O_2 aufgenommen, der entsprechend reduziert wird:

$$H_2O + 1/2\,O_2 + 2e^- \longrightarrow 2\,OH^-$$

Aus den Eisen- und Hydroxilionen (OH^-) bilden sich, je nach Feuchtigkeits- und Sauerstoffangebot, Rostprodukte verschiedenster Modifikationen.

Das Volumen des sich bildenden Rostes ist ein mehrfaches desjenigen des ursprünglichen Eisens. Die Betondeckung wird dadurch einem *Sprengdruck* ausgesetzt, was häufig zu Abplatzungen derselben über den korrodierenden Eisen führt.

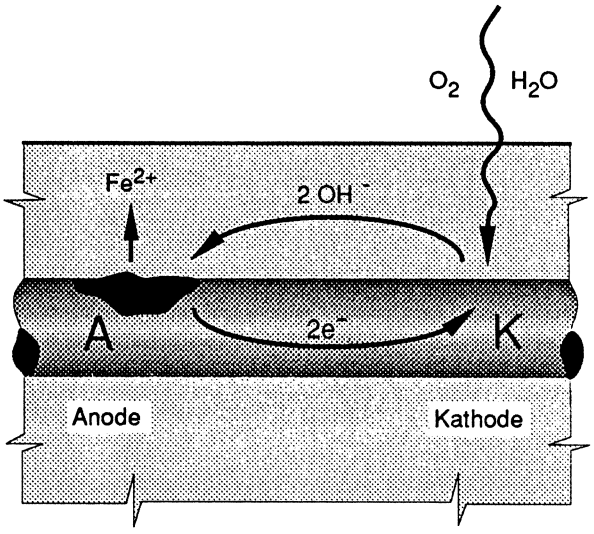


Bild 3.27: Galvanisches Element.

3.4.1.B KORROSIONSGESCHWINDIGKEIT

Für den Ablauf des Korrosionsprozesses müssen folgende Voraussetzungen erfüllt sein:

- Die anodische Eisenauflösung muss durch *Depassivierung der Stahloberfläche* möglich sein.

- Das *Sauerstoffangebot* an der Kathode muss genügend sein.

- Nebst der metallischen Verbindung müssen Anode und Kathode eine *elektrolytische Verbindung* aufweisen. Als Elektrolyt wirkt das in den Poren vorhandene Porenwasser.

- Zwischen Anode und Kathode muss eine *Potentialdifferenz* bestehen, die den zum Ablauf des Korrosionsprozesses nötigen Stromfluss bewirkt.

Die Korrosionsgeschwindigkeit ist im wesentlichen vom Feuchtigkeitsgehalt der Betondeckung abhängig. Bei sehr trockenem Beton (z.B. Innenraumklima) ist infolge des zu grossen elektrolytischen Widerstandes eine Korrosion praktisch ausgeschlossen. Bei sehr hohem Feuchtigkeitsgehalt (z.B. Fahrbahnplatten unter Isolationen) wird die Sauerstoffdiffusion durch das in den Poren vorhandene Porenwasser behindert. Die Korrosionsgeschwindigkeit sinkt mit zunehmendem Feuchtigkeitsgehalt.

Die Korrosionsgeschwindigkeit wird im weiteren durch den pH-Wert der Porenwasserlösung und durch die Anwesenheit von Chloriden beeinflusst (vgl. Bild 3.28):

- Bei Abwesenheit von Chloriden ist eine Korrosion erst nach erfolgter Neutralisation der Porenwasserlösung durch Karbonatisierung möglich. Da Anoden und Kathoden dabei gleichmässig über die Stahloberfläche verteilt sind und dicht beieinander liegen, bleiben die Potentialdifferenzen und somit der fliessende Korrosionsstrom, der proportional zum Abtrag ist, relativ klein. Der Abtrag erfolgt *gleichmässig* über die Stahloberfläche verteilt (vgl. Bild 3.29).

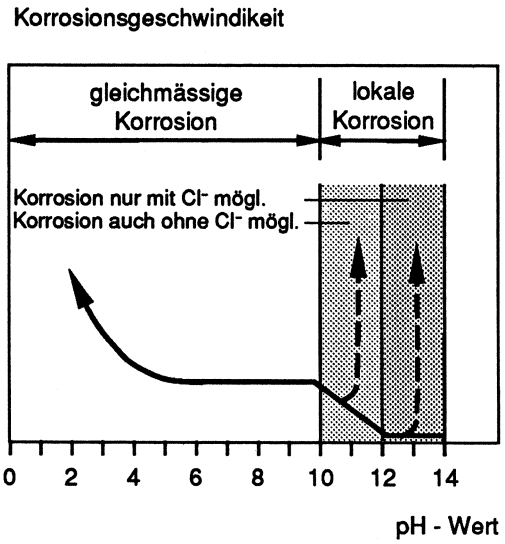


Bild 3.28: Korrosionsverhalten von Stahl in Beton nach [29].

- Bei Anwesenheit von Chloriden kann es, im Falle von *Lochfrass-Korrosion*, zu sehr grossen Korrosionsgeschwindigkeiten kommen, da die Stärke des fliessenden Korrosionsstromes vom Flächenverhältnis Anode zu Kathode abhängig ist. Bei Chloridangriff, der bei kleineren Konzentrationen meist *lokal* wirkt, entstehen sehr ungünstige Flächenverhältnisse: Einer kleinen Anodenfläche steht eine sehr grosse Kathodenfläche gegenüber. Dies führt zu einem massiven Anwachsen des Korrosionsstromes, was den erwähnten Lochfrass bewirkt. Ansatzpunkte sind dabei häufig Hohlräume unter der Bewehrung (vgl. Bild 3.30).

Die beschriebenen Abhängigkeiten können auch anhand von *Stromdichte-Potentialkurven* aufgezeigt werden (vgl. Bild 3.31 bis 3.34, nach [28]). Stomdichte-Potentialkurven zeigen den Zusammenhang zwischen Potential ε und Stomdichte i, die dem fliessenden Korrosionsstrom und dem Abtrag proportional ist. Die Stromdichte-Potentialkurven werden für die Anode und für die Kathode getrennt bestimmt. Die Ueberlagerung der anodischen und der kathodischen Kurve erlaubt die Ermittlung der Korrosionsstromdichte i_{Korr} und des Korrosionspotentials ε_{Korr}:

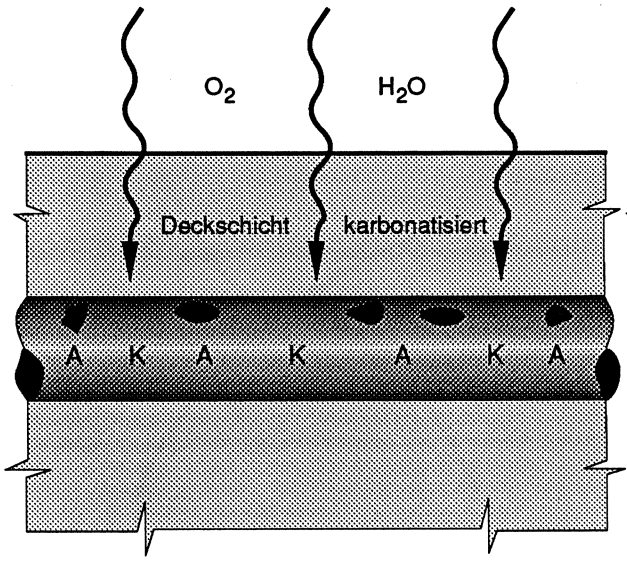


Bild 3.29: Gleichmässige Korrosion.

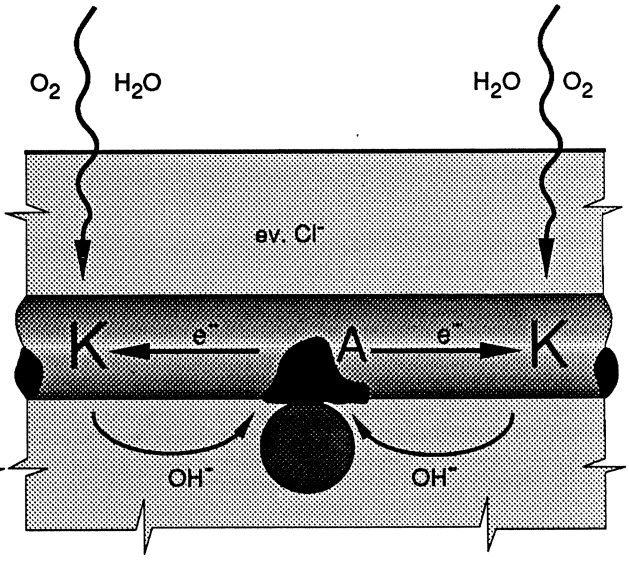


Bild 3.30: Lochfrasskorrosion im Bewehrungskreuz.

- Bei unkarbonatisiertem Beton und bei Abwesenheit von Chloriden ist die Korrosionsstromdichte infolge der Passivierung der Stahloberfläche vernachlässigbar klein (vgl. Bild 3.31, anodische Kurve).

- Bei karbonatisiertem Beton (pH≈8.3) wird die Stahloberfläche depassiviert (vgl. Bild 3.32, anodische Kurve). Die Korrosionsstromdichte wird durch das Sauerstoffangebot an der Kathode gesteuert.

- Bei Anwesenheit von Chloriden wird der Passivfilm zerstört (vgl. Bild 3.33, anodische Kurve). Die Korrosionsstromdichte wird durch den vorhandenen Chloridgehalt und durch das Sauerstoffangebot an der Kathode bestimmt.

- Eine zu geringe Betonfeuchtigkeit hat einen grossen elektrolytischen Widerstand $\Delta\varepsilon_W$ zur Folge, der eine Verminderung der Korrosionsstromdichte bewirkt (vgl. Bild 3.34).

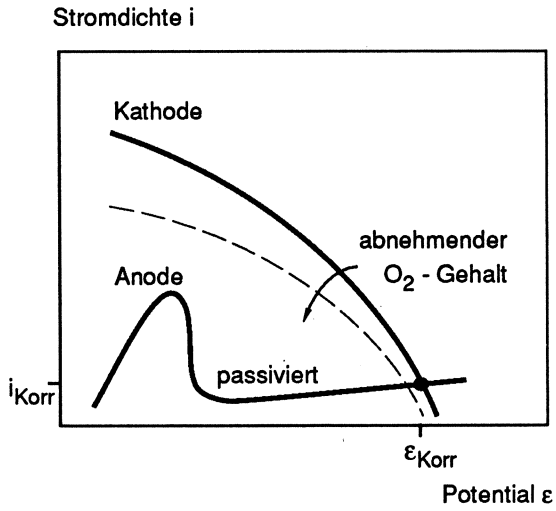


Bild 3.31: Stromdichte - Potentialkurven pH=12.6, ohne Cl^-, passiv.

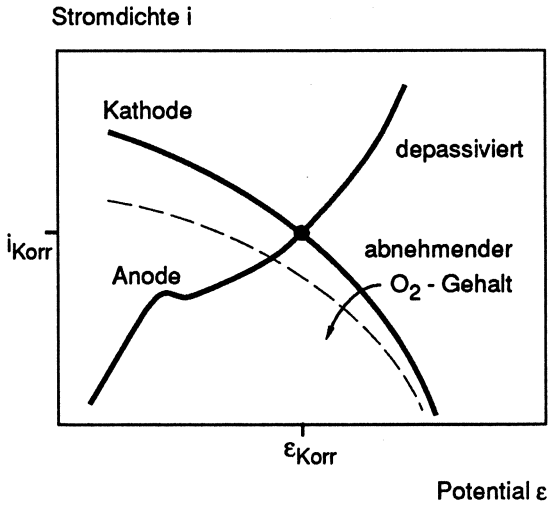


Bild 3.32: Stromdichte - Potentialkurven pH=8.3, ohne Cl^-, karbonatisiert.

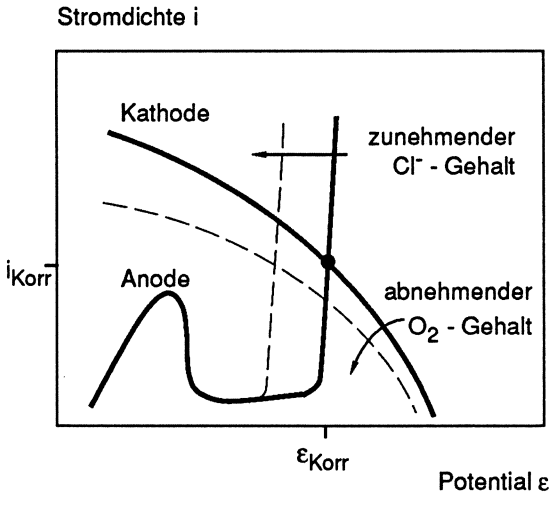


Bild 3.33: Stromdichte - Potentialkurven pH=12.6, mit Cl^-, Lochfrass.

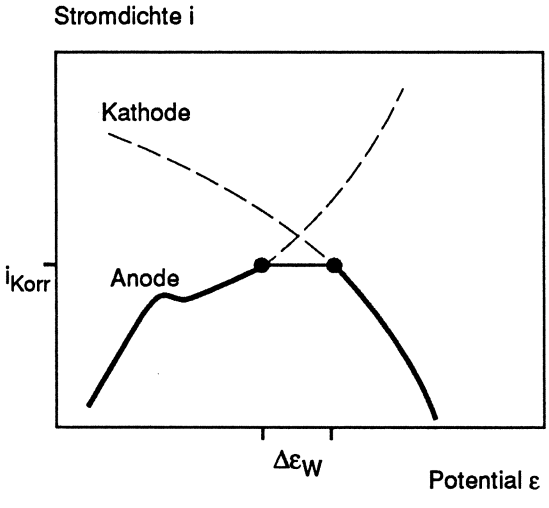


Bild 3.34: Stromdichte - Potentialkurven karbonatisiert, widerstandskontrolliert.

3.4.1.C EINFLUSS AUF DAS MATERIALVERHALTEN

Im Rahmen der Korrosionsproblematik stellt sich die Frage nach einem möglichen Einfluss der Korrosion auf das Materialverhalten von Bewehrungs- oder Spannstahl. Als Mass für den Korrosionsabtrag wird die Querschnittsschwächung ΔA in [%] oder die einfacher zu bestimmende ***Narbentiefe*** t_N in [mm] im meist geschwächten Querschnitt verwendet. Bei gleichbleibender Narbentiefe nimmt die entsprechende Querschnittsschwächung mit zunehmendem Stabdurchmesser ab.

Nach [28] ergibt sich für einen Rippentorstahl Ø8mm eine Zugfestigkeitsabminderung ab einer Narbentiefe von 0.2-0.3 mm (vgl. Bild 3.35). Die Bruchdehnung nimmt hingegen mit dem ersten Auftreten von Korrosionserscheinungen sofort ab (vgl. Bild 3.36). Das Materialverhalten wird also spröder. Ebenso ist mit zunehmender Narbentiefe, infolge der *Kerbwirkung*, eine unmittelbare *Abnahme der Ermüdungsfestigkeit* verbunden. Bei Spannstahl ist dies natürlich besonders ausgeprägt (vgl. Bild 3.37). Hinzu kommt, dass bei Spannstahl durch Narbenbildung *Spannungsrisskorrosion und Wasserstoffversprödung* begünstigt werden.

Nach [14] wird für normalen Baustahl eine Narbentiefe bis 0.3 mm als nicht nennenswert und zulässig bezeichnet.

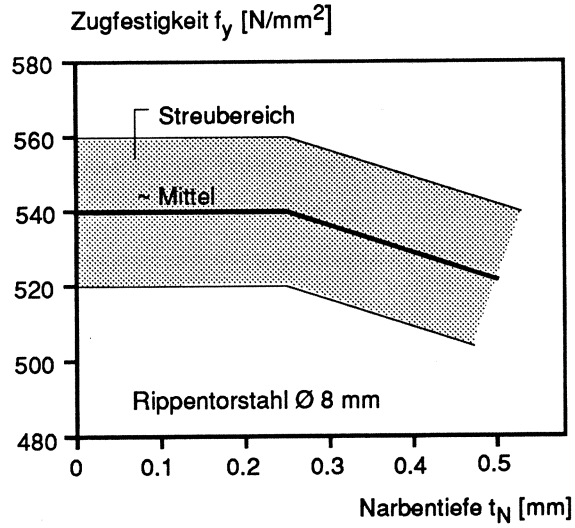


Bild 3.35: Einfluss der Narbentiefe auf die Zugfestigkeit nach [28].

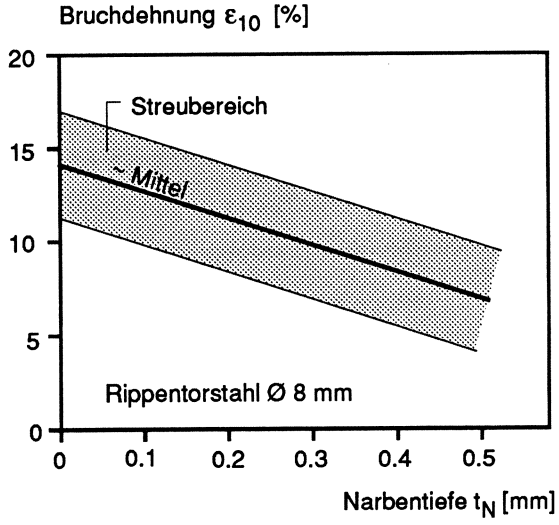


Bild 3.36: Einfluss der Narbentiefe auf die Bruchdehnung nach [28].

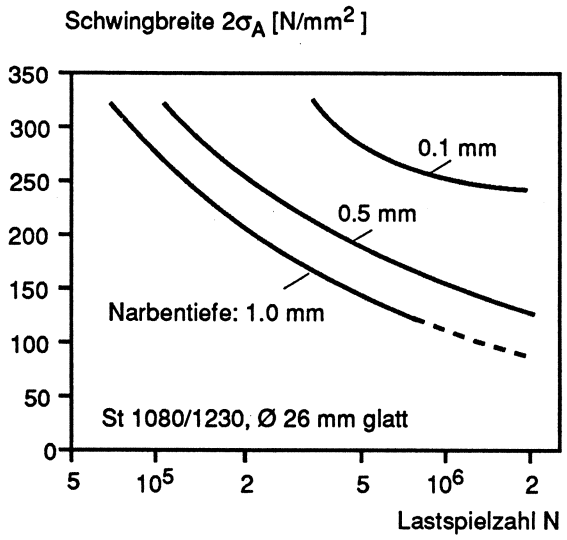


Bild 3.37: Einfluss der Narbentiefe auf die Ermüdungsfestigkeit von Spannstahl nach [17].

3.4.2. AUSWIRKUNGEN VON RISSEN

Im Rissbereich sind grundsätzlich zwei Korrosionsmechanismen möglich:

- ***Korrosionsmechanismus I*** (vgl. Bild 3.38):

  Die elektrochemischen Vorgänge konzentrieren sich auf den Rissbereich. Auf der depassivierten Stahloberfläche liegen Anode und Kathode unmittelbar nebeneinander, die Potentialdifferenzen sind relativ klein. Die Sauerstoffzufuhr erfolgt vorwiegend durch den Riss und wird, falls es sich nicht um wasserführende Trennrisse handelt, im Laufe der Zeit durch die anfallenden Korrosionsprodukte gehemmt. Bei wasserführenden Trennrissen können diese ausgewaschen werden. Der Korrosionsabtrag ist bei Korrosionsmechanismus I eher gering.

- ***Korrosionsmechanismus II*** (vgl. Bild 3.39):

  Bei Korrosionsmechanismus II erstrecken sich die elektrochemischen Prozesse auch auf den Bereich zwischen den Rissen. Der Qualität der Betondeckschicht kommt dabei

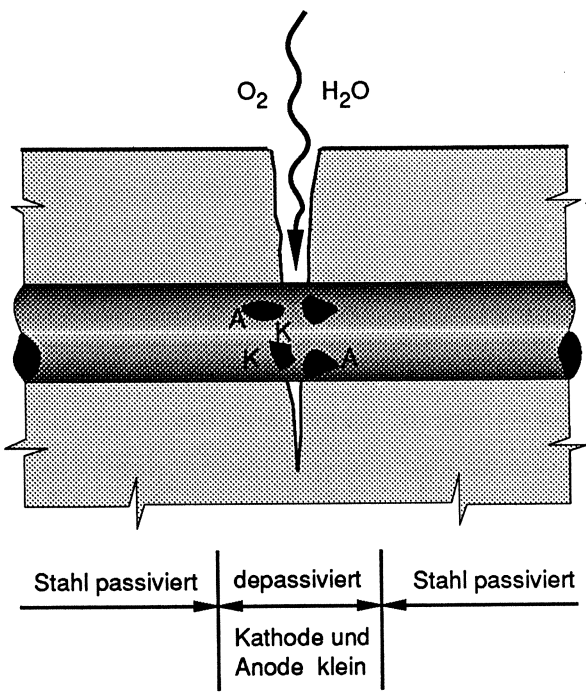


Bild 3.38: Korrosionsmechanismus I im Riss.

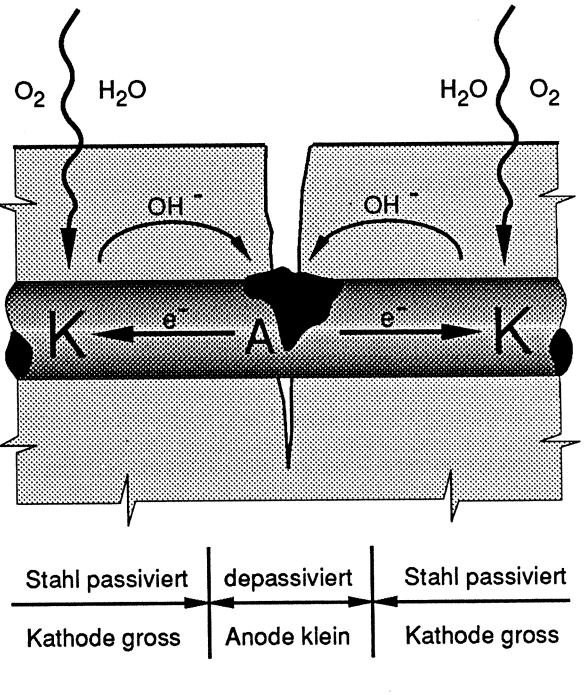


Bild 3.39: Korrosionsmechanismus II im Riss.

entscheidende Bedeutung zu. Die depassivierte Stahloberfläche im Rissbereich wirkt anodisch, die passivierte Stahloberfläche zwischen den Rissen kathodisch. Die Sauerstoffdiffusion erfolgt durch die Poren der Betondeckschicht zu der zwischen den Rissen liegenden Kathode. Das Porenwasser in der Betondeckschicht wirkt als Elektrolyt. Aehnlich wie bei Lochfrass-Korrosion treten sehr ungünstige, die Korrosion beschleunigende Anoden-Kathoden-Flächenverhältnisse auf, die schlussendlich auch zu Lochfrass führen können. Der Korrosionsabtrag ist bei Korrosionsmechanismus II eher gross.

Die dargestellten Zusammenhänge gelten grundsätzlich sowohl für Querrisse (Risse quer zum Bewehrungsstab) als auch für Längsrisse (Risse entlang dem Bewehrungsstab). Bei Längsrissen tritt Korrosionsmechanismus II dann auf, wenn der Längsstab (parallel zum Riss) in leitendem Kontakt mit quer zum Riss laufender Bewehrung liegt. Die Kathoden liegen dann auf der Querbewehrung. Die Betondeckung über Längsrissen neigt eher zum Abplatzen als diejenige über Querrissen, da sie über die ganze Stablänge geschwächt ist.

Grundsätzlich kann gefolgert werden, dass nur ein Korrosionsabtrag nach Korrosionsmechanismus II von wesentlicher Bedeutung ist. Der Korrosionsabtrag nach Mechanismus II wird massgeblich durch die Qualität der Betondeckschicht bestimmt. Eine qualitativ gute Deckschicht hoher Dichtigkeit behindert den O_2-Transport zwar nur begrenzt, den OH^--Ionentransport jedoch erheblich. Durch die damit verbundene Reduktion der mitwirkenden Kathodenfläche wird die Korrosionsgeschwindigkeit stark gehemmt. Bei einer ungenügenden Deckschichtqualität ist jedoch, falls die Stahloberfläche durch Karbonatisierung oder Chlorideinwirkung depassiviert ist, auch im ungerissenen Bereich mit Korrosion zu rechnen. In dem Sinn kann der Einfluss von Rissen auf die Korrosion als eher gering bezeichnet werden (vgl. auch [22]).

4. PROBENENTNAHME- UND UNTERSUCHUNGS-KONZEPT

4. 1. PROBENENTNAHMEKONZEPT

4.1.1. UNTERSUCHTE OBJEKTE

4.1.1.A UEBERBLICK

Im Rahmen des Forschungsprojektes konnten Im Jahre 1990 insgesamt acht Brückenobjekte untersucht werden. Es handelte sich vorwiegend um Abbruchobjekte oder um Brücken, die Instand gestellt werden mussten. Für die Probenentnahme stand ein Zeitraum von einem Jahr zur Verfügung. Die Probenuntersuchungen und meist auch die Probenentnahmen erfolgten durch die EMPA, die Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt in Dübendorf, bei Zürich.

OBJEKTE	KANTON	ALTER [JAHRE]	ABBRUCH	INSTAND-STELLUNG	ANZ. BOHR-STELLEN	ANZ. MESS-STELLEN
KANALBRUECKE TRIPOLIS, FLAESCH	GR	28	1989	-	18	31
RHEINBRUECKE KM 125.2 SCHAFFHAUSEN	SH	48	1990	-	21	26
RUDOLF BRUN BRUECKE STADT ZUERICH	ZH	78	1990	-	10	18
PONT SUR LE BOIRON D'EYSINS, NYON	VD	30	-	VERBREITERUNG ABBRUCH KONSOLEN	7	7
STAUFFACHERBRUECKE STADT ZUERICH	ZH	91	-	ERNEUERUNG FAHRBAHNPLATTE	2	2
WEINEGGBRUECKE STADT ZUERICH	ZH	65	1990	-	3	6
RHEINBRUECKE FELSBERG	GR	55	1991	-	11	22
UEBERFUEHRUNG N 13 FELSBERG	GR	29	1991	-	12	24

Tab. 4.1: Uebersicht über die untersuchten Objekte.

Eine Uebersicht über die untersuchten Objekte gibt Tabelle 4.1. Diese sind auch in Kapitel 9, "Anhang", mit eingezeichneten Probenentnahmestellen dargestellt. Im Folgenden wird die Probenentnahme an den einzelnen Objekten kurz beschrieben:

- ***Kanalbrücke Tripolis, Fläsch***

Tragsystem: Schiefes Sprengwerk, Spannweiten 11-36-11 m.
Querschnitt: Zweizelliger Hohlkasten, Stege vorgespannt.
Probenentnahme: Im Laufe des Abbruchs wurden 13, ca. 1.50x1.50 m grosse Plattenelemente aus der Brücke herausgefräst. An diesen Elementen erfolgte die Probenentnahme, die direkt an der Brücke, ohne entsprechendes Gerüst, nicht möglich gewesen wäre.

- ***Rheinbrücke Schaffhausen***

Tragsystem: Dreifeld-Gerberträger, gevoutet, Mittelfeld eingehängt, Spannweiten 25.4-36.6-25.4 m.
Querschnitt: Zweistegiger Plattenbalken, nicht vorgespannt.
Probenentnahme: Die Fahrbahnplatte wurde mit einem Abbruchhammer abgespitzt. Anschliessend wurden die Stege an Hilfsträgern aufgehängt, ebenfalls mit dem Hammer in ca. 3-4 m breite Elemente getrennt, zum Ufer geführt und dort wiederum mit dem Hammer zerkleinert (vgl. Bild 4.1). Während den Abbrucharbeiten konnten von der Fahrbahnplatte im Randfeld Seite Schaffhausen und von insgesamt vier Stegelementen vor deren Zerkleinerung Proben entnommen werden.

- ***Rudolf Brun Brücke, Stadt Zürich***

Tragsystem: Reihe einfacher Balken über 6 Felder, mittlere Spannweite 14.1 m.
Querschnitt: Fünfzehnstegiger Plattenbalken, nicht vorgespannt.
Probenentnahme: Der Querschnitt wurde in einstegige Plattenbalken aufgetrennt. Die einzelnen Balken wurden in eine Deponie abgeführt und dort zerkleinert. Vor der Zerkleinerung konnten auf dem Deponieplatz die Proben entnommen werden (vgl. Bild 4.2).

- ***Pont sur le Boiron d'Eysins, Nyon***

Tragsystem: Zwillingsbrücke, fünffeldriger Durchlaufträger, mittlere Spannweite 31.2 m.

Querschnitt: Ueber den Stützen: Zweizelliger Hohlkasten, im Feld: Dreistegiger Plattenbalken, Stege vorgespannt.

Probenentnahme: Im Rahmen einer Brückenverbreiterung wurden die Konsolplatten abgebrochen und durch eine zusätzliche Zelle, respektive einen zusätzlichen Steg mit Standspur ersetzt. In den Konsolplatten konnten vor deren Abbruch Proben entnommen werden.

- ***Stauffacherbrücke, Stadt Zürich***

Tragsystem: Bogenbrücke, Spannweite 39.6 m.

Querschnitt: Bogen und Fahrbahnplatte mit Plattenquerschnitt.

Probenentnahme: Bei der von Maillart stammenden Bogenbrücke musste die Fahrbahnplatte ersetzt werden. Ein Streifen der Fahrbahnplatte stand während den Abbrucharbeiten für die Probenentnahme zur Verfügung.

- ***Weineggbrücke, Stadt Zürich***

Tragsystem: Einfeldrige, aufgelegte Platte, Spannweite 8.60 m.

Querschnitt: Platten-Verbundquerschnitt mit eingelegten Stahlträgern.

Probenentnahme: Vor dem Abbruch konnten Proben entnommen werden.

- ***Rheinbrücke Felsberg***

Tragsystem: Dreifeldriger Durchlaufräger, gevoutet, Spannweiten 26.9-33.1-26.9 m.

Querschnitt: Zweistegiger Plattenbalken, nicht vorgespannt.

Probenentnahme: Die Probenentnahme erfolgte vor dem Abbruch im Bereich der zugänglichen Widerlager.



Bild 4.1: Rheinbrücke Schaffhausen, Abbruch des oberwasserseitigen Steges des Mittelfeldes.

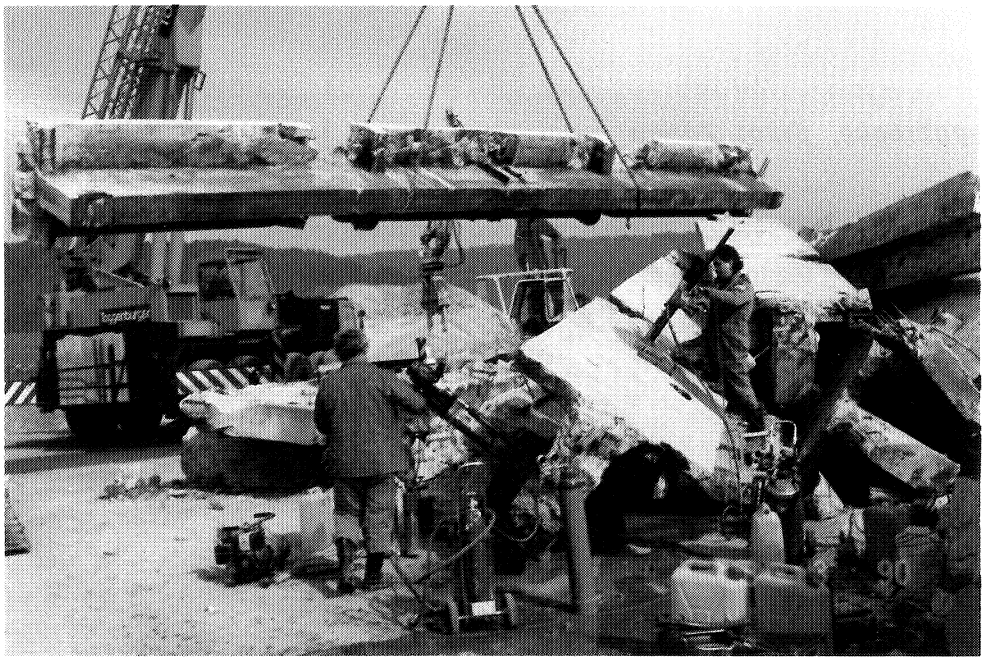


Bild 4.2: Rudolf Brun Brücke, Stadt Zürich, Bohrkernentnahme am Deponieplatz.

- Ueberführung N13 Felsberg

Tragsystem: Einfacher Balken, Spannweite 23.4 m.
Querschnitt: Zweizelliger Hohlkasten, vorgespannt.
Probenentnahme: Die Proben konnten noch vor dem Abbruch entnommen werden.

4.1.1.B RANDBEDINGUNGEN

Die Untersuchung von Abbruchobjekten erlaubt grundsätzlich eine umfangreiche, genau den Erfordernissen angepasste Probenentnahme. Im konkreten Fall erfolgte diese jedoch jeweils parallel zu den einem terminierten Programm und einem festgelegten Abbruchvorgang gehorchenden Arbeiten. Wenn die Proben vor dem Abbruch entnommen werden mussten, waren häufig, mangels entsprechenden Gerüsten, nicht alle gewünschten Stellen zugänglich. Aus diesen Gründen waren jeweils gewisse Einschränkungen und Kompromisse in Art und Umfang der gewünschten Proben nicht zu vermeiden.

Im weiteren ergab sich, durch die zur Verfügung stehende Kapazität der EMPA, eine obere Grenze für die mögliche Gesamtprobenzahl. Ihre Aufteilung auf die einzelnen Objekte legte die mögliche Probenzahl pro Objekt fest, respektive schränkte diese manchmal ein.

4.1.2. DEFINITION DER MESSSTELLE

4.1.2.A REPRAESENTATIVITAET EINER PROBE

Ziel der Probenuntersuchungen ist die Ermittlung verschiedener, materialtechnologischer ***Kennwerte*** oder Eigenschaften des Bauwerkbetons, wie sie in Tabelle 4.2 aufgeführt sind. Dies setzt allerdings voraus, dass die entnommenen Proben auch den ***Bauwerkbeton*** repräsentieren. Als einfach zu entnehmende Proben bieten sich Bohrkerne an. Bohrkerne mit 50 mm Durchmesser gelten heute in der Schweiz als Standardproben. Da jedoch der Bauwerkbeton ein äusserst inhomogenes Gefüge mit Grösstkorn bis zu 32 mm Durchmesser ist, kann ein einziger Bohrkern mit ø=50 mm nicht als repräsentative Probe angesehen werden (vgl. Bild 4.3).

MATERIAL - KENNWERTE	ZIELGRÖSSEN			
	CHLORIDEINWIRKUNG	KARBONATISIERUNG	POROSITÄT	RISSE
CHLORIDGEHALT	X			X
KARBONATISIERUNGSTIEFE		X		X
BEWEHRUNGSKORROSION	X	X		X
POROSITÄT	X	X	X	X
TROCKENROHDICHTE	X	X	X	X
KAP. WASSERAUFNAHME	X	X	X	X
ZEMENTGEHALT	X	X	X	X
W/Z - WERT	X	X	X	X
DRUCKFESTIGKEIT	X	X	X	X
BETONDECKUNG	X	X		X
RISSBREITE				X

Tab. 4.2: Untersuchte Materialkennwerte und deren Zuordnung zu den Zielgrössen.

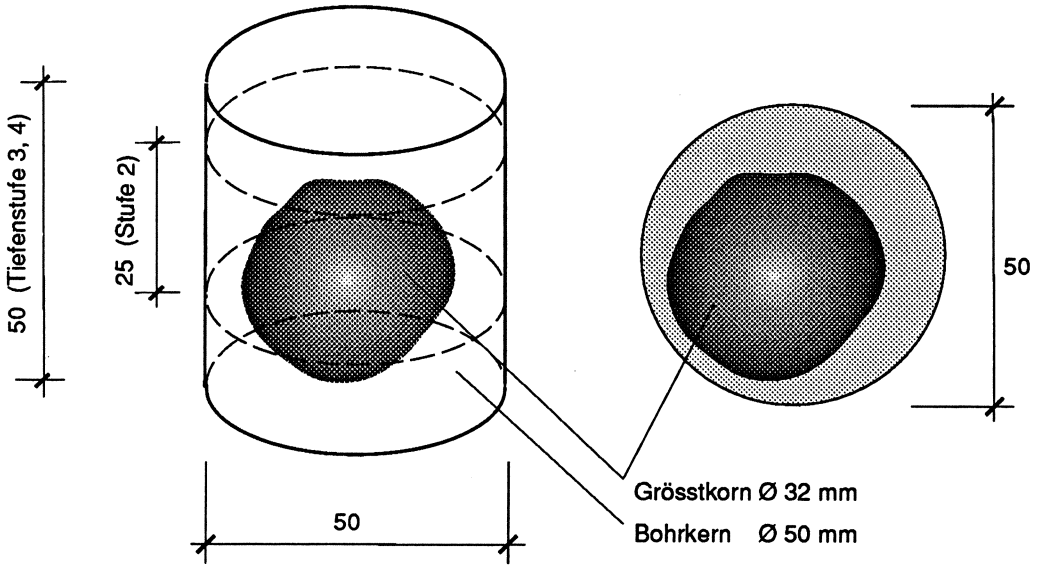


Bild 4.3: Vergleich Grösstkorngrösse - Bohrkerngrösse (Tiefenstufen vgl. Kapitel 4.2).

Aus umfangreichen Untersuchungen hat die EMPA ermittelt, dass der Mittelwert eines Materialkennwertes aus fünf Bohrkernen mit ø=50 mm als repräsentativ und somit als Einzelwert akzeptiert werden kann. Er entspricht dem entsprechenden Materialkennwert eines Würfels mit 20 cm Kantenlänge aus Bauwerkbeton. Diese Erkenntnis fand auch Einzug in die neue Norm SIA 162/1 [35].

Um einen Einzelwert eines Materialkennwertes des Bauwerkbetons zu erhalten, ist somit die Entnahme von fünf Bohrkernen mit Durchmesser 50 mm erforderlich. Eine Bohrstelle oder eine ***Messstelle*** beinhaltet demzufolge fünf entsprechende Bohrkerne. Aus einer Bohrstelle können ein oder zwei Messstellen resultieren, je nachdem ob ein Querschnittselement durchgebohrt wird (vgl. Bild 4.4).

Zu bemerken bleibt, dass die oben beschriebenen Zusammenhänge in der Baupraxis bisher nicht die nötige Beachtung fanden. Dies konnte anhand von vorliegenden Bauwerkuntersuchungen, die als Grundlage für Instandstellungskonzepte dienten, festgestellt werden. Häufig werden Materialkennwerte einzelner Bohrkerne als Einzelwerte interpretiert.

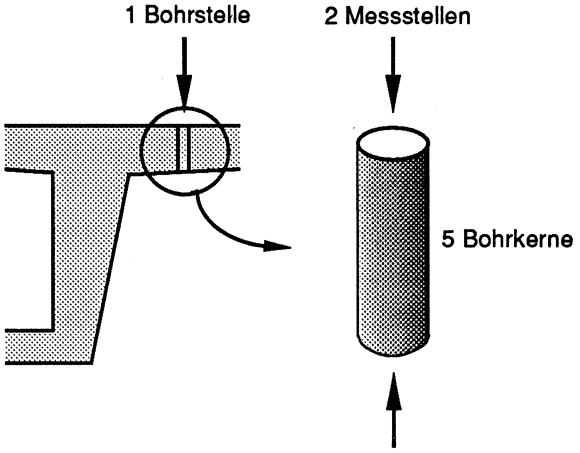


Bild 4.4: Bohrstelle - Messstelle.

4.1.2.B ZUORDNUNG ZIELGROESSEN ⇒ MESSSTELLEN

Grundsätzlich erfordert jede der vier Zielgrössen (Chlorideinwirkung, Karbonatisierung, Porosität und Risse) eine entsprechende, charakteristische Messstelle, an der die für die Zielgrössen spezifischen Materialkennwerte untersucht werden.

Aus Tabelle 4.2 ist ersichtlich, welche Materialkennwerte für die einzelnen Zielgrössen von Bedeutung sind und entsprechend im Rahmen des Forschungsprojektes untersucht wurden. Es geht daraus hervor, dass für die verschiedenen Zielgrössen mehrheitlich dieselben Materialkennwerte bestimmend sind. Die Anzahl zu unterscheidender Messstellen liess sich deshalb von vier auf zwei reduzieren. Es wird nur noch unterschieden zwischen ***"Messstelle ohne Riss"*** und ***"Messstelle mit Riss"***. An der "Messstelle ohne Riss" wurden die Zielgrössen Chlorideinwirkung, Karbonatisierung und Porosität, an der "Messstelle mit Riss" zusätzlich die Zielgrösse Risse untersucht.

Diese Zusammenfassung der Messstellen ermöglichte es auch, den Bohraufwand erheblich zu reduzieren. Dies war angesichts der Tatsache, dass die mittlere Bohrleistung eines Mannes nur drei Bohrstellen (= 15 Bohrkerne) pro Tag betrug, von wesentlicher Bedeutung. Es resultierten daraus nur jeweils drei bis sechs Messstellen pro Bohrtag, je nachdem ob Querschnittselemente durchgebohrt werden konnten. Die Entnahme der Proben für zwanzig Messstellen pro Brücke benötigte somit ca. eine Woche Bohraufwand! In gleichem Masse wie der Bohraufwand liess sich natürlich, durch diese Reduktion der Messstellenanzahl, auch der Untersuchungsaufwand vermindern. Dies war angesichts der beschränkten Kapazität der EMPA von grossem Vorteil.

4.1.2.C MESSSTELLE OHNE RISS

Wie bereits ausgeführt, beinhaltet eine Messstelle grundsätzlich fünf Bohrkerne mit ø=50 mm (vgl. Bild 4.5, 4.6). Einer der fünf Kerne wurde, wenn immer möglich, im Bewehrungskreuz zweier Bewehrungsstäbe entnommen. Die Entnahme im Bewehrungskreuz wurde deshalb gewählt, weil dieses, durch die im Kreuzungsbereich oft vorhandenen Hohlräume bedingt, einen möglichen Ansatzpunkt für Lochfrass darstellt. Um eine genügende Länge der Bewehrungsstahlproben zu erhalten, wurde der Durchmesser dieses Kernes auf 100 mm erhöht. Dies hatte angesichts der Tatsache, dass an diesem Kern auch der Chloridgehalt gemessen wurde, auch den Vorteil, dass der Einfluss der Chloridauswaschung durch das Bohrwasser gegenüber einem Kern mit ø=50 mm reduziert werden konnte. Das Verhältnis von Mantelfläche zu Volumen beträgt beim Kern mit ø=100 mm nur die Hälfte wie beim Kern mit ø=50 mm.

Zusammenfassend beinhaltet die "Messstelle ohne Riss" zwei unterschiedliche ***Kerntypen 1 und 2***. Kerntyp 1 kennzeichnet den Kern mit ø=100 mm mit Bewehrung, Kerntyp 2 die vier Kerne mit ø=50 mm ohne Bewehrung.

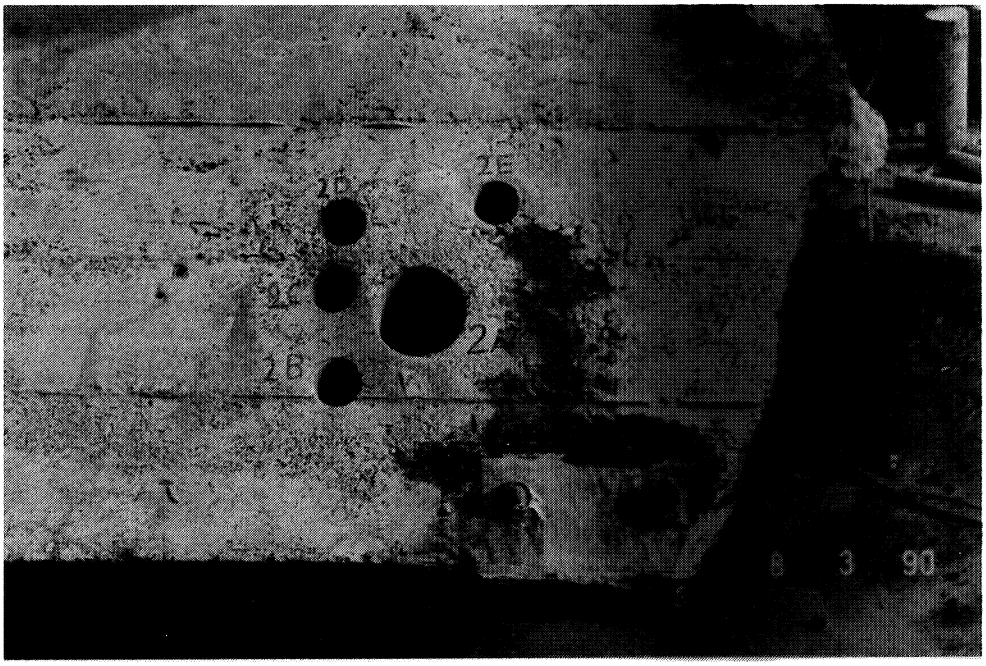
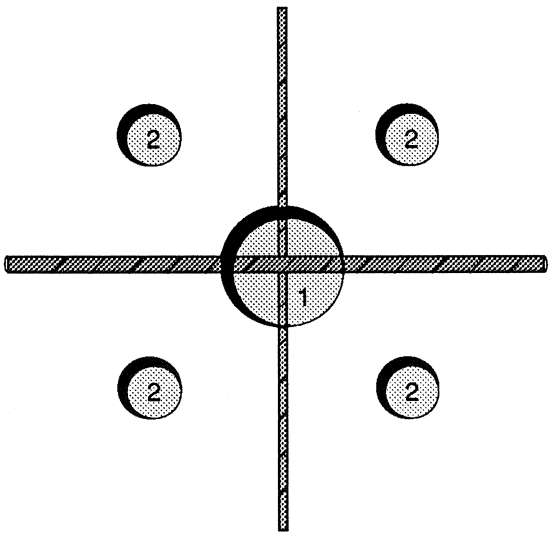
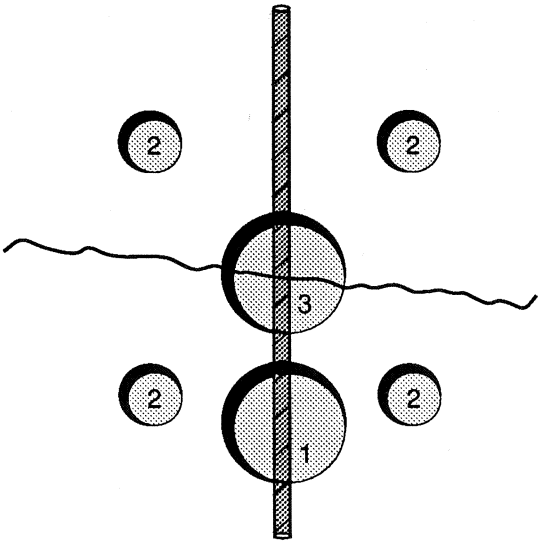


Bild 4.5: Messstelle ohne Riss, Rudolf Brun Brücke, Auflagerbereich Trägersteg, Kern 2A mit ø=100 mm vgl. Bild 4.8.



①: Kern ø 100 mm, mit Bewehrung, ohne Riss
②: Kern ø 50 mm, ohne Bewehrung, ohne Riss

Bild 4.6: Messstelle ohne Riss.



①: Kern ø 100 mm, mit Bewehrung, ohne Riss
②: Kern ø 50 mm, ohne Bewehrung, ohne Riss
③: Kern ø 100 mm, mit Bewehrung, mit Riss

Bild 4.7: Messstelle mit Riss.

4.1.2.D MESSSTELLE MIT RISS

Die "Messstelle mit Riss" stellt eine Erweiterung der "Messstelle ohne Riss" um den ***Kerntyp 3*** dar (vgl. Bild 4.7). Der Kerntyp 3, ø=100 mm, wurde durch den Riss mit einer Bewehrungsprobe desselben Bewehrungsstabes wie bei Kerntyp 1 entnommen. Aus dem Vergleich der Untersuchungsresultate von Kerntyp 1 und 3 liess sich ableiten, ob der Riss Ursache einer allfälligen Bewehrungskorrosion war. Falls bei beiden Kernen gleichartige Korrosionserscheinungen auftraten, war der Riss höchstwahrscheinlich nicht Ursache.

Um eine vorgängige, aufwendige und teure Injektion der Risse zur Verhinderung des Auseinanderfallens des Kerntyps 3 zu vermeiden, wurde der Kern derart entnommen, dass der Bewehrungsstab senkrecht zur Rissfläche verlief, diese somit durchdrang und zusammenhielt.

4.1.2.E BOHRMEHLPROBEN

Bohrmehlproben finden als Ersatzproben zu Bohrkernen für die Chloriduntersuchung Verwendung. Sie werden mittels eines einfachen Handbohrers in verschiedenen Tiefenstufen entnommen. Der Aufwand zur Probenentnahme ist wesentlich geringer als bei Bohrkernen.

Angesichts des jeweils geringen Bohrerdurchmessers von 15 - 20 mm und der Inhomogenität des Baustoffes Beton, stellt sich jedoch wiederum die Frage der Repräsentativität der Probe. Es besteht beispielsweise die Möglichkeit, dass bei einer Tiefenstufeneinteilung von 10 mm nur das Bohrmehl eines Grösstkornes entnommen und somit praktisch kein Chloridgehalt gemessen wird. Um die Frage der Repräsentativität von Bohrmehlproben abzuklären, wurden solche in unmittelbarer Umgebung von Bohrkernproben entnommen. Die entsprechenden Chloridgehalte wurden miteinander verglichen.

4.1.2.F SPITZPROBEN

Nebst der Porosität stellt die vorhandene Betonfeuchtigkeit einen zweiten, wichtigen Parameter bezüglich Chlorideinwirkung und Karbonatisierung dar. Die Messung der Betonfeuchtigkeit am Bauwerkbeton ist jedoch nicht einfach. Sie kann nicht an Bohrkernen erfolgen, da einer-

seits, beim Nassbohren, Bohrwasser in den Kern eindringt, andererseits, bei allfälligem Trockenbohren, der Kern infolge Reiberhitzung austrocknet. Beides verfälscht die Resultate. Einzige Möglichkeit bleibt die Entnahme von Spitzproben am Bauwerk mittels eines Spitzhammers.

Zu Beginn des Forschungsprojektes war vorgesehen, entsprechende Spitzproben in verschiedenen Tiefenstufen zu entnehmen, um Feuchtigkeitstiefenprofile zu erhalten. Im Tiefenbereich bis zu 50 mm war die Probenentnahme relativ einfach. In dieser obersten Tiefenstufe sind jedoch die Feuchtigkeitsschwankungen, je nach Wetterperiode, sehr gross (vgl. Bild 3.24). Die entnommenen Proben stellten somit nur einen wenig aussagekräftigen Einzelwert dar. Von Interesse hingegen wären die Feuchtigkeitsgrenzwerte, deren Erfassung jedoch periodische Probenentnahmen über einen längeren Zeitraum am selben Objekt erfordert hätten. Dies war jedoch im Rahmen des Forschungsprojektes, angesichts der vorhandenen Randbedingungen, nicht möglich.

In Tiefenstufen grösser ca. 50 mm, in deren Bereich die Betonfeuchtigkeit unabhängig von jahreszeilichen Wetterschwankungen wird und sich nur noch wenig verändert, wurde die Probenentnahme äusserst schwierig, da sich der Spitzkegel stark auszudehnen begann und sich häufig über die Masche des Bewehrungsnetzes erweiterte.

Aus diesen Gründen wurde schlussendlich auf eine systematische Entnahme von Spitzproben verzichtet, da deren Aussagekraft im Verhältnis zum Aufwand äusserst gering war. Dennoch wurden ab und zu, bei Gelegenheit, entsprechende Proben entnommen.

4.1.2.G ZUSAMMENFASSUNG

Für die zu untersuchenden vier Zielgrössen Chlorideinwirkung, Karbonatisierung, Porosität und Risse wurden zwei unterschiedliche Messstellenarten, die "Messstelle ohne Riss" und die "Messstelle mit Riss", definiert. Beide Messstellenarten setzen sich aus drei Kerntypen zusammen:

- *Kerntyp 1: ø = 100 mm, mit Bewehrung, ohne Riss*
- *Kerntyp 2: ø = 50 mm, ohne Bewehrung, ohne Riss*
- *Kerntyp 3: ø = 100 mm, mit Bewehrung, mit Riss*

Die "Messstelle ohne Riss" beinhaltet einen Kern Typ 1 und vier Kerne Typ 2, die "Messstelle mit Riss" je einen Kern Typ 1 und 3 und ebenfalls vier Kerne Typ 2.

Diese Reduktion, beziehungsweise Standardisierung der zu untersuchenden Kerne auf drei Typen, die entsprechend nach nur drei unterschiedlichen Verfahren verarbeitet wurden (vgl. Kapitel 4.2.2), erleichterte die Arbeit der EMPA erheblich und trug wesentlich zu einem reibungslosen Ablauf der Untersuchungen bei.

Eine Uebersicht über die objektspezifischen Anordnungen der Bohr- und Messtellen befindet sich in Kapitel 9, "Anhang".

4. 2. UNTERSUCHUNGSKONZEPT

4.2.1. UNTERSUCHTE MATERIALKENNWERTE

Die den Bauwerken entnommenen Bohrkernproben wurden an der EMPA bezüglich der in Tabelle 4.2 aufgeführten Materialkennwerte untersucht. Bei den Untersuchungsmethoden handelt es sich ausschliesslich um EMPA-Standardverfahren, die auch in der Baupraxis Anwendung finden.

Die Materialkennwerte Chloridgehalt und Porosität wurden in verschiedenen Tiefenstufen ermittelt, um entsprechende Tiefenprofile zu erhalten. Massgebend für die Abstufung war einmal mehr die Repräsentativität der Probe. Je kleiner man die Stufenhöhe wählt, umso weniger repräsentativ wird die Probe angesichts der Inhomogenität des Betons. Entsprechend der Abnahme der Repräsentativität der Probe wachsen die Streuungen der erhaltenen Messwerte. Einen weiteren Einfluss auf die Wahl der Stufenhöhe hatte die mit deren Abnahme massiv wachsende Anzahl der zu untersuchenden Proben.

Beim ***Chlorid-Tiefenprofil*** erwies sich aufgrund dieser Ueberlegungen eine Abstufung in *10 mm Intervalle* als sinnvoll. Für die Grenztiefe der Untersuchung wurden zwei Abbruchkriterien definiert:

- Abbruch beim Erreichen eines Minimalwertes von 10% des Maximalwertes,
- Abbruch beim Erreichen der Erfassungsgrenze der Messung von 0.003% Chloridgehalt bezogen auf das Betongewicht.

Die Bohrmehlproben wurden ebenfalls in 10 mm Tiefenstufen bis zu einer Tiefe von 50 mm entnommen.

Beim ***Porositäts-Tiefenprofil*** ergab sich aufgrund obengenannter Ueberlegungen und hinsichtlich des Ziels der Erfassung der unterschiedlichen Porosität von Deck- und Kernbeton eine Einteilung in drei Tiefenstufen (vgl Bild 4.8):

Tiefenstufe1 beträgt 5 mm und umfasst die oberste, zementreiche und grösstkornarme Schicht (vgl. Bild 4.17).
Tiefenstufe 2 erstreckt sich ab Stufe 1 über 25 mm. Sie deckt den Bereich ab, in dem der Schalungseffekt bei vertikalen Flächen zum Ausdruck kommt. In diesem Bereich besteht einerseits die grösste Zuschlagskonzentration, andererseits jedoch der kleinste Zementgehalt (vgl. Bild 4.17). Stufe 1 und 2 umfassen somit 30 mm. Dies entspricht normalerweise der Dicke des Deckbetons.
Tiefenstufe 3 erfasst den Kernbeton mit einer Probenhöhe von 50 mm. Sie erstreckt sich von 30 mm bis auf 80 mm Tiefe.

In denselben Tiefenstufen wie die Porosität wurden auch die Trockenrohdichte, die kapillare Wasseraufnahme (ohne Stufe 1), der Zementgehalt und der W/Z-Wert ermitttelt.

Die Druckfestigkeit wurde in einer vierten Tiefenstufe von 80-130 mm Tiefe an entsprechenden Zylindern von 50 mm Höhe gemessen. Bei den Kernen mit ø=100 mm war die Messung der Druckfestikeit nicht möglich (vgl. Kap. 4.2.2.A). Der Einzelwert der Druckfestigkeit konnte somit aus dem Mittelwert von nur vier, anstatt fünf Proben ermittelt werden. Da jedoch die Druckfestigkeit im Rahmen des Forschungsprojektes von untergeordneter Bedeutung war, wurde diese Reduktion, angesichts einer sonstigen Erhöhung des Bohraufwandes um 20%, in Kauf genommen.

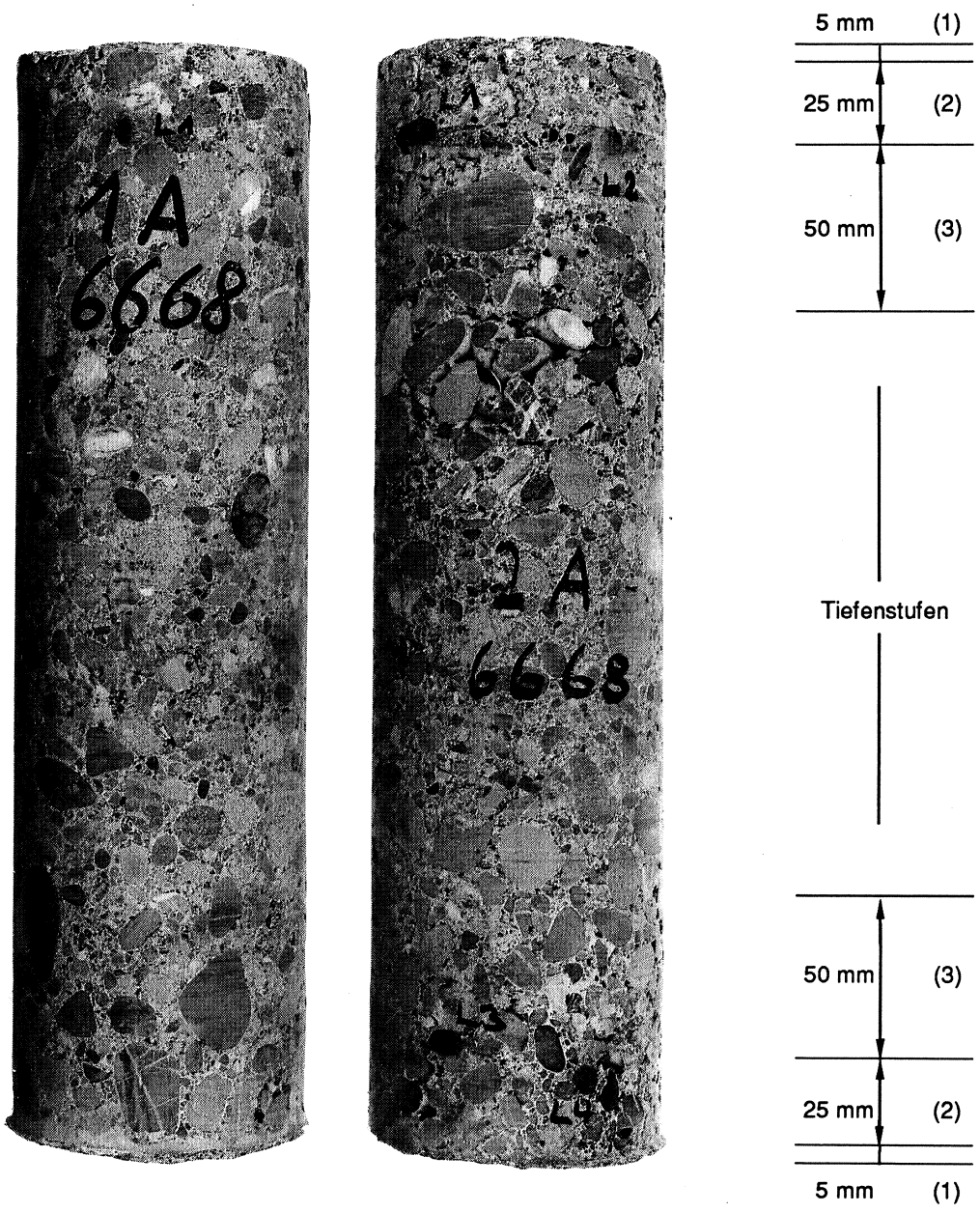
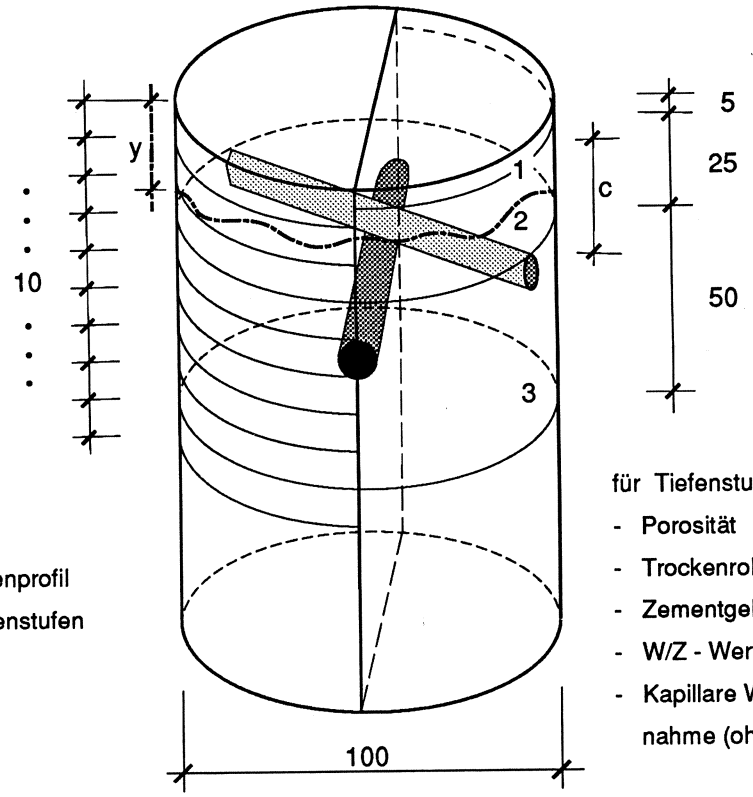


Bild 4.8: Tiefenstufeneinteilung Porosität, Bohrkerne Typ 1, Rudolf Brun Brücke Zürich (Steg durchgebohrt, L1 - L4: Bewehrung).

4.2.2. ZUORDNUNG UNTERSUCHTE MATERIALKENNWERTE ⇒ KERNTYPEN

4.2.2.A UNTERSUCHUNGEN AM KERNTYP 1

Kerntyp 1 kennzeichnet den Kern mit ø=100 mm, mit Bewehrung, ohne Riss. Er dient zur Untersuchung der in Bild 4.9 aufgezeigten Materialkennwerte.



Chlorid - Tiefenprofil
in 10mm Tiefenstufen

für Tiefenstufen 1, 2, 3:
- Porosität
- Trockenrohdichte
- Zementgehalt
- W/Z - Wert
- Kapillare Wasseraufnahme (ohne Stufe 1)

Weitere Untersuchungen: Betondeckung c
Bewehrungskorrosion - Narbentiefe
Karbonatisierungstiefe y

Bild 4.9: Untersuchungen am Kerntyp 1.

Der Kern wurde mittels eines Spaltzug-Versuches längs der Achse in zwei Hälften getrennt. In der einen Hälfte wurde das Chlorid-Tiefenprofil, in der andern wurden, nebst dem Porositäts-Tiefenprofil, die Profile für die Trockenrohdichte, die kapillare Wasseraufnahme (ohne Stufe 1), den Zementgehalt und den W/Z-Wert ermittelt. Für Tiefenstufe 1 war die Probenhöhe von 5 mm zur Messung der kapillaren Wasseraufnahme zu gering.

Im weiteren wurden die Karbonatisierungstiefe, der Grad der Bewehrungskorrosion und die Betondeckungen der verschiedenen Bewehrungslagen gemessen. Die Druckfestigkeit konnte an den halbkreisförmigen Probenhälften nicht bestimmt werden.

4.2.2.B UNTERSUCHUNGEN AM KERNTYP 2

Kerntyp 2 kennzeichnet den Kern mit ø=50 mm, ohne Bewehrung und ohne Riss (vgl. Bild 4.10). In den ersten drei Tiefenstufen wurden die Profile für die Porosität, die Trockenrohdichte, die kapillare Wasseraufnahme (ohne Stufe 1), den Zementgehalt und den W/Z-Wert ermittelt. In Tiefenstufe 4 wurde die Druckfestigkeit gemessen.

4.2.2.C UNTERSUCHUNGEN AM KERNTYP 3

Kerntyp 3 kennzeichnet den Kern mit ø=100 mm, mit Bewehrung und mit Riss. Es wurden die in Bild 4.11 ersichtlichen Parameter untersucht. Der Kern wurde wie beim Typ 1 in zwei Hälften getrennt, diesmal allerdings in der Rissfläche. Das Chlorid-Tiefenprofil wurde im ungerissenen Bereich und in der Rissflanke gemessen (Zonen A und B in Bild 4.11). Zur Messung in der Rissflanke wurde von den 10 mm hohen, halbkreisförmigen Segmentproben ein 10 mm Streifen parallel zur Rissflanke abgeschnitten und untersucht. Im weiteren wurden zusätzlich zum Kerntyp 1 die Karbonatisierungstiefe im Riss und in der Rissflanke auf Bewehrungshöhe, sowie die Rissbreite OK Beton und ebenfalls auf Bewehrungshöhe gemessen.

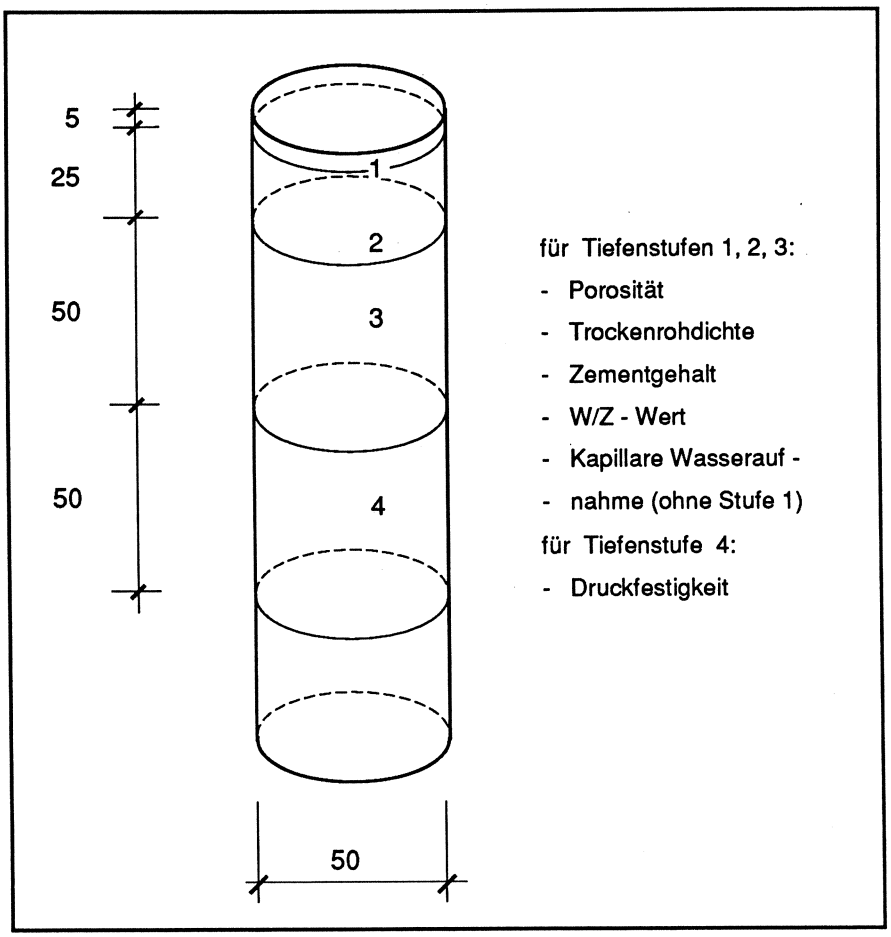


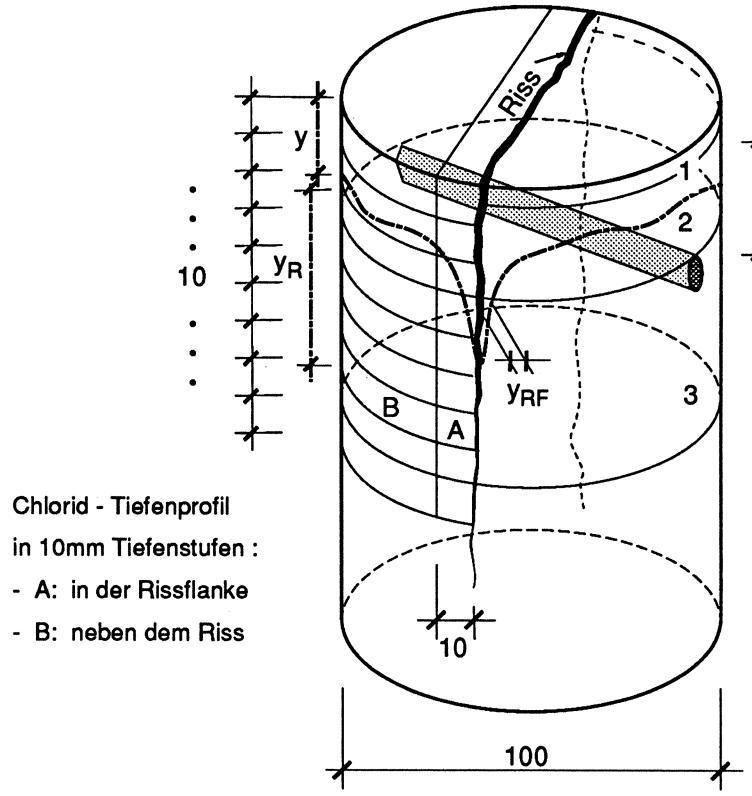
Bild 4.10: Untersuchungen am Kerntyp 2.

4.2.3. BESCHREIBUNG DER EINZELNEN UNTERSUCHUNGSVERFAHREN

4.2.3.A BESTIMMUNG DES CHLORIDGEHALTES

Die Bestimmung des Chloridgehaltes erfolgte gemäss der Norm SIA 162/2, "Bestimmung des Chloridgehaltes im Beton" [36].

In einer ersten Phase erfolgt der sogenannte Aufschluss. Bei diesem Prozess wird das im Beton vorhandene Chlorid in Lösung gebracht. Dazu werden die Bohrkernsegmente bis zur Massenkonstanz getrocknet und anschliessend zu Pulver gemahlen. Bei Bohrmehl ist im allgemeinen keine Probenaufbereitung nötig.



Chlorid - Tiefenprofil
in 10mm Tiefenstufen :
- A: in der Rissflanke
- B: neben dem Riss

für Tiefenstufen 1, 2, 3:
- Porosität
- Trockenrohdichte
- Zementgehalt
- W/Z - Wert
- Kapillare Wasseraufnahme (ohne Stufe 1)

Weitere Untersuchungen:
Betondeckung c
Bewehrungskorrosion - Narbentiefe
Karbonatisierungstiefe
- neben dem Riss y
- im Riss y_R
- in der Rissflanke auf Bewehrungshöhe y_{RF}

Rissbreite OK Beton und auf Bewehrungshöhe

Bild 4.11: Untersuchungen am Kerntyp 3.

Als Aufschlussverfahren verwendet die EMPA den ***Heisswasseraufschluss.*** Hierbei löst Heisswasser nach zehn Minuten Kochen ca. 85-90% der im Beton vorhandenen Chloride. Vom Pulver eines gemahlenen Segmentes werden 15 g entnommen und mit 150 ml Wasser versetzt. Die entstehende Suspension wird unter häufigem Umrühren bis zum Sieden erhitzt. Die nach kurzem Stehenlassen überstehende, klare Lösung wird über einen Filter dekantiert. Der Aufschluss wird mit dem Rückstand und weiteren 150 ml zugeführtem Wasser wiederholt.

In der zweiten Phase erfolgt die Analyse des Aufschlusses mit dem Ziel der quantitativen Bestimmung des Chloridgehaltes. Die EMPA verwendet dazu eine ***Ionensensitive Elektrode***. Das elektrochemische Potential der Lösung an der Elektrode ist abhängig von der Chloridkonzentration. Der Chloridgehalt der Lösung wird mittels einer Eichkurve bestimmt.

Bezüglich des Chloridgehaltes muss differenziert werden zwischen *"Eigenchlorid"* und *"Fremdchlorid"* (vgl. Bild 4.12). Als "Eigenchlorid" wird der Chloridgehalt der Ausgangsstoffe Zement, Zuschlag und Anmachwasser bezeichnet. Dieser kann näherungsweise dem mit zunehmender Tiefe konstant bleibenden Restchloridgehalt gleichgesetzt werden. Die Differenz zum gemessenen Gesamtchloridgehalt ergibt den im Laufe der Nutzungsdauer eingedrungenen "Fremdchloridgehalt" (vgl. Bild 4.12). Das Integral über das Chloridtiefenprofil kann näherungsweise der Summe aus der Eigenchlorid- und der bis zum Zeitpunkt der Probenentnahme eingedrungenen Fremdchloridmenge gleichgesetzt werden.

Der Chloridgehalt wird oft bezüglich unterschiedlicher Bezugsgrössen angegeben. Aus der direkten Bestimmung des Chloridgehaltes resultiert der *Chloridgehalt bezogen auf das Betongewicht* (vgl. Bild 4.13). Dieser wird normalerweise auf den *Chloridgehalt bezogen auf den Zementgehalt* umgerechnet. Hier ist allerdings nicht immer klar, ob die Angabe des Chloridgehaltes in einer bestimmten Tiefe bezogen auf den effektiv in dieser Tiefe vorhandenen und gemessenen Zementgehalt, oder aber allgemein bezogen auf die Zementdosierung erfolgt. Im Deckschichtbereich kann dies zu unterschiedlichen Angaben führen, da der effektive Zementgehalt in diesem Bereich stark variieren kann (vgl. Bild 4.13 und 4.17).

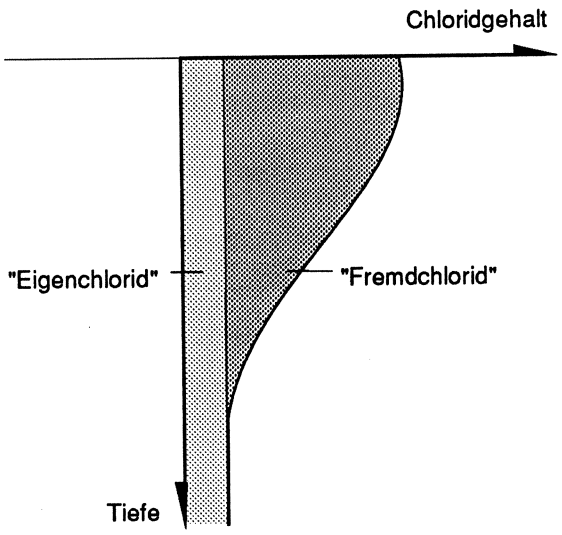


Bild 4.12: "Eigenchlorid" - "Fremdchlorid".

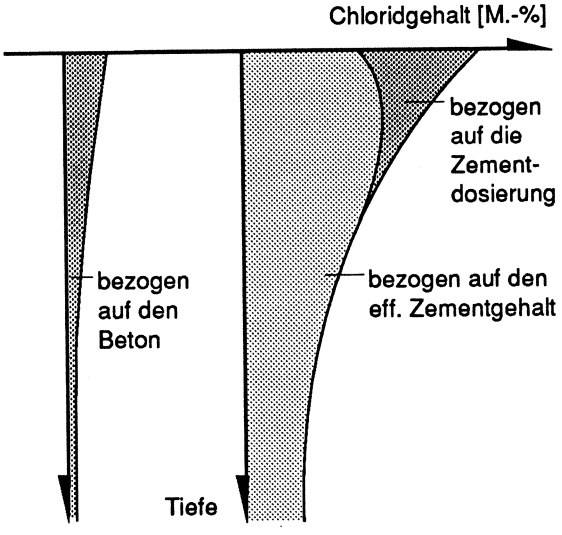


Bild 4.13: Bezugsgrössen für den Chloridgehalt.

4.2.3.B BESTIMMUNG DER KARBONATISIERUNGSTIEFE

Die Bestimmumg der Karbonatisierungstiefe erfolgte gemäss der Norm SIA 162/3, "Bestimmung der Karbonatisierungstiefe im Beton" [37].

Die Karbonatisierungstiefe wird mit Hilfe des Indikatorverfahrens indirekt über eine pH-Messung ermittelt. Als Indikator verwendet die EMPA ***Timolphtalein***. Timolphtalein schlägt in einem pH-Bereich von 9.3 bis 10.6 von farblos zu blau um. Die Indikatorlösung wird auf eine frische, saubere Bruchfläche aufgesprüht. Das Aufbringen auf geschnittene Flächen hingegen, wie z.B. auf Mantelflächen von Bohrkernen, führt zu falschen Resultaten, da durch den Schneidevorgang unhydratisierte, immer eine alkalische Reaktion zeigende Kerne von Zementsteinkörnern freigelegt werden.

4.2.3.C BESTIMMUNG DES GRADES DER BEWEHRUNGSKORROSION

Der Grad der Bewehrungskorrosion wurde über die Messung der grössten ***Narbentiefe*** bestimmt. Nach gründlicher Reinigung des angerosteten Bewehrungsstabes erfolgte anschliessend die Ausmessung der Narbentiefe unter dem Mikroskop.

4.2.3.D BESTIMMUNG DER POROSITAET, DER TROCKENROHDICHTE UND DER KAPILLAREN WASSERAUFNAHME

Durch den nachfolgend beschriebenen EMPA-Standardversuch wird die Porosität, unterteilt in Gelporen-, Kapillarporen- und Luftporengehalt, die Trockenrohdichte, sowie die kapillare Wasseraufnahme bestimmt [6]. Der detaillierte Versuchsablauf ist aus Bild 4.15 ersichtlich. Für die Tiefenstufe 1 war die Messung der kapillaren Wasseraufnahme, infolge der zu geringen Probenhöhe von 5 mm, nicht möglich. Bei Tiefenstufe 1 wurde gemäss Bild 4.16 vorgegangen.

Die angelieferten Proben werden zunächst zwei Tage bei 50°C getrocknet. Nach diesem Trocknungsvorgang entspricht der Wassergehalt der Proben in etwa dem Gelporengehalt. Dies gilt jedoch nur für Kerne mit ø=50 mm, Kernhöhe 50 mm und bei natürlichem Luft-

porengehalt (vgl. Bild 4.14). Für Tiefenstufe 1 und 2 entspricht dieser Wassergehalt nicht dem Gelporengehalt. Die gemessenen Werte sind zu klein, da diese Proben zu stark austrocknen. Der Gelporengehalt von Stufe 1 und 2, respektive der entsprechende Kapillarporengehalt, der aus der Differenz zwischen Gehalt an füllbaren Poren und Gelporengehalt berechnet wird, kann über das Verhältnis von Gelporengehalt Stufe 3 (Kernhöhe 50 mm) zu Gehalt an füllbaren Poren der Stufe 3 berechnet werden. Dieses Verhältnis ist bei konstantem W/Z-Wert (vgl. Kap. 4.2.3.F) eine Konstante (vgl. Bild 3.10). Die Messung des Gehaltes an füllbaren Poren ist von der Kernhöhe unabhängig und liefert bei Stufe 1 und 2 korrekte Werte.

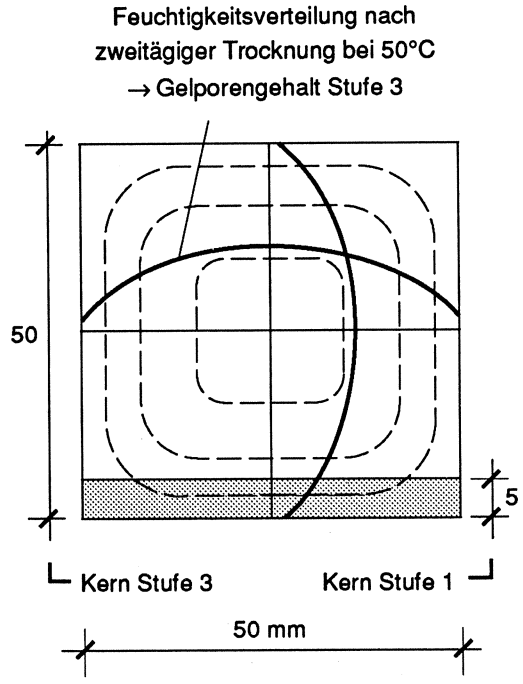
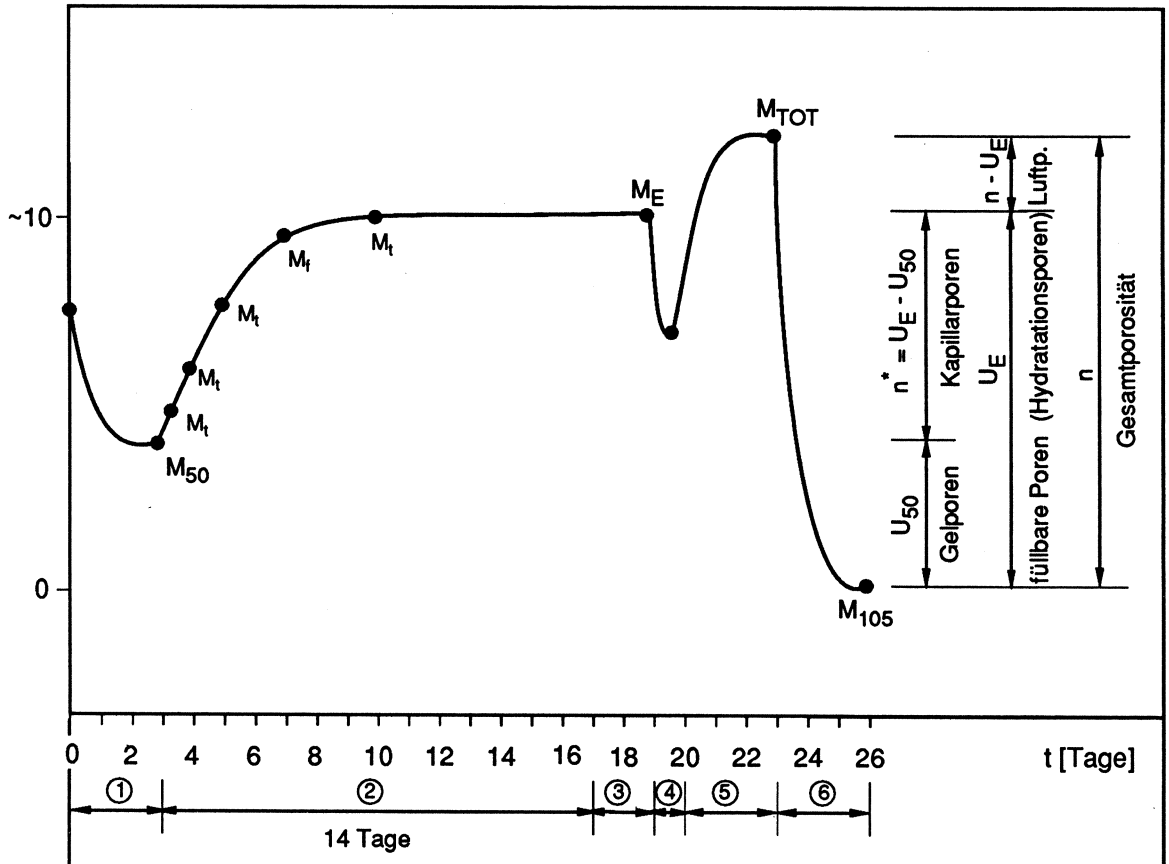


Bild 4.14: Gelporengehalt - Kernhöhe.

Nach dem zweitägigen Trocknungsvorgang wird durch etappenweises Füllen der Poren gemäss Bild 4.15 und anschliessendem Trocknen bei 105°C der Gehalt an füllbaren Poren (Summe aus Gel- und Kapillarporengehalt) und die Gesamtporosität (inkl. Luftporengehalt) bestimmt. Dabei wird davon ausgegangen, dass nach dreitägiger Trocknung bei 105°C das physikalisch in den Gelporen gebundene Wasser ausgetrieben ist.

Porengehalt:

$$\frac{M - M_{105}}{\rho_w \cdot V_E} \cdot 100 \quad [\text{Vol.-\%}]$$



① Zweitägige Trocknung bei 50°C, Abkühlung auf Raumtemperatur → M_{50} .

② Aufsaugversuch: Prüfkörper 3 mm in Wasser (20°C) eingetaucht, 95 % rel. LF., wägen nach 3, 24, 48, 168, 336 h → M_t .
t_f (M_f): Zeitpunkt des Feuchtwerdens der Oberfläche (Beobachtung alle 24h).

③ Zweitägige Unterwasserlagerung (20°C) → M_E, V_E .

④ 22 h bei 50°C trocknen, 2 h evakuieren, unter Vakuum fluten.

⑤ Dreitägige Unterwasserlagerung im Evakuierungsgefäss → M_{TOT}, V_{TOT} .

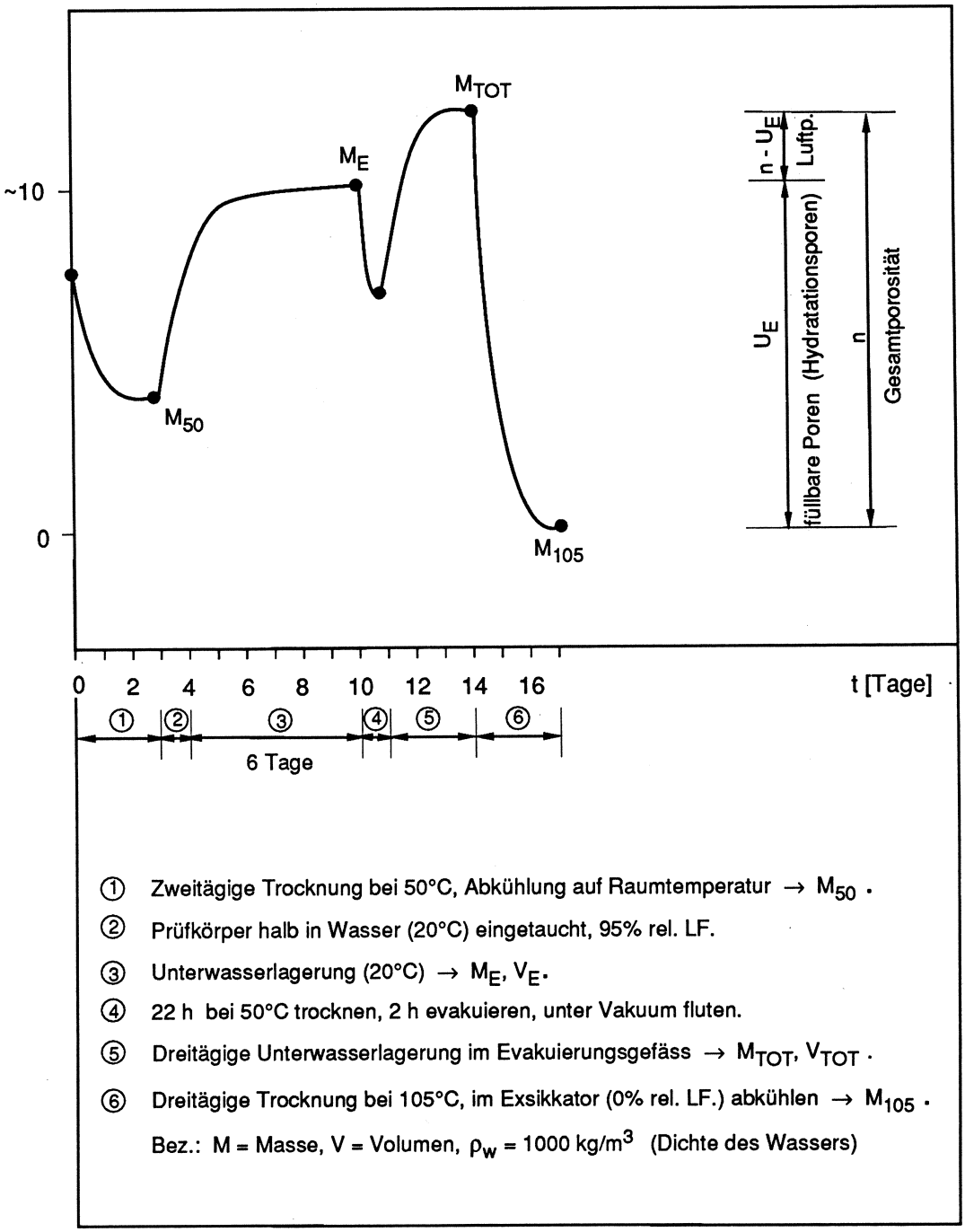
⑥ Dreitägige Trocknung bei 105°C, im Exsikkator (0% rel. LF.) abkühlen → M_{105} .

Bezeichnungen: M = Masse, V = Volumen, ρ_w = 1000 kg/m^3 (Dichte des Wassers)

Bild 4.15: Bestimmung der Porengehalte für Tiefenstufen 2 und 3.

Porengehalt:

$$\frac{M - M_{105}}{\rho_w \cdot V_E} \cdot 100 \quad [\text{Vol.-\%}]$$



① Zweitägige Trocknung bei 50°C, Abkühlung auf Raumtemperatur → M_{50} .

② Prüfkörper halb in Wasser (20°C) eingetaucht, 95% rel. LF.

③ Unterwasserlagerung (20°C) → M_E, V_E.

④ 22 h bei 50°C trocknen, 2 h evakuieren, unter Vakuum fluten.

⑤ Dreitägige Unterwasserlagerung im Evakuierungsgefäss → M_{TOT}, V_{TOT} .

⑥ Dreitägige Trocknung bei 105°C, im Exsikkator (0% rel. LF.) abkühlen → M_{105} .

Bez.: M = Masse, V = Volumen, ρ_w = 1000 kg/m^3 (Dichte des Wassers)

Bild 4.16: Bestimmung der Porengehalte für Tiefenstufe 1.

Die unbekannten Grössen lassen sich somit folgendermassen berechnen:

Gesamtporosität n : $$n = \frac{M_{TOT} - M_{105}}{\rho_w \cdot V_E} \cdot 100 \quad [Vol.-\%]$$

Gehalt an füllbaren Poren (Hydratationsporen) U_E:

$$U_E = \frac{M_E - M_{105}}{\rho_w \cdot V_E} \cdot 100 \quad [Vol.-\%]$$

Gelporengehalt U_{50}, Tiefenstufe 3 (Kernhöhe 50 mm):

$$U_{50\text{-}3} = \frac{M_{50} - M_{105}}{\rho_w \cdot V_E} \cdot 100 \quad [Vol.-\%]$$

Gelporengehalt U_{50}, Tiefenstufe 2 (Kernhöhe 25 mm):

$$U_{50\text{-}2} = U_{E\text{-}2} \cdot \frac{U_{50\text{-}3}}{U_{E\text{-}3}} \quad [Vol.-\%]$$

Gelporengehalt U_{50}, Tiefenstufe 1 (Kernhöhe 5 mm):

$$U_{50\text{-}1} = U_{E\text{-}1} \cdot \frac{U_{50\text{-}3}}{U_{E\text{-}3}} \quad [Vol.-\%]$$

Kapillarporengehalt n*: $$n^* = U_E - U_{50} \quad [Vol.-\%]$$

Gehalt an nichtfüllbaren Poren = Luftporen LP:

$$LP = n - U_E \quad [Vol.-\%]$$

Trockenrohdichte ρ_{R105}: $$\rho_{R105} = \frac{M_{105}}{V_E} \quad [kg/m^3]$$

Kapillare Wasseraufnahme:

Nach der zweitägigen Trocknung bei 50°C werden die Proben der Tiefenstufen 2 und 3 einem 14 Tage dauernden Aufsaugversuch unterworfen (vgl. Bild 4.15). Charakteristische Messwerte sind die:

Steighöhe nach 24 Stunden: $h_{24} = H \cdot \frac{S_{24} - S_{50}}{S_f - S_{50}}$

H = *Probenhöhe*
S_{50} = *Sättigungsgrad zu Beginn des Versuches*
S_{24} = *Sättigungsgrad nach 24 Stunden*
S_f = *Sättigungsgrad bei Feuchtwerden der Oberfläche*

S_E(Kap.): Durch kapillares Saugen maximal erreichbarer Sättigungsgrad.

4.2.3.E BESTIMMUNG DES ZEMENTGEHALTES

Der Zementgehalt kann grundsätzlich über den Gehalt an löslicher Kieselsäure bestimmt werden [41]. Da jedoch der Kieselsäuregehalt des jeweils verwendeten Zementes und der Zuschlagstoffe unbekannt ist und aufgrund von Erfahrungswerten geschätzt werden muss, ist diese Methode relativ ungenau. Der mittlere Fehler liegt in der Grössenordnung der Differenz der heute üblichen Zementgehalte von Konstruktionsbeton. Zudem ist diese Art der Bestimmung des Zementgehaltes relativ aufwendig.

Der Zementgehalt wurde deshalb über ein empirisches, von der EMPA ausgetestes Verfahren bestimmt:

Bei bekanntem W/Z-Wert (vgl. Kap. 4.2.3.F) und mit der empirischen Beziehung [40]

$$U_E = (W - 0.17 \cdot \alpha \cdot Z) \cdot \frac{100}{\rho_W}$$

W = *Wassergehalt des Frischbetons*

ergibt sich für den Zementgehalt Z bei einem Hydratationsgrad $\alpha = 1$:

$$Z = \frac{\rho_w}{100} \cdot \frac{U_E}{W/Z - 0.17}$$

$$\rho_w = 1000\ kg/m^3$$

Diese Berechnung ist für alle Tiefenstufen gültig.

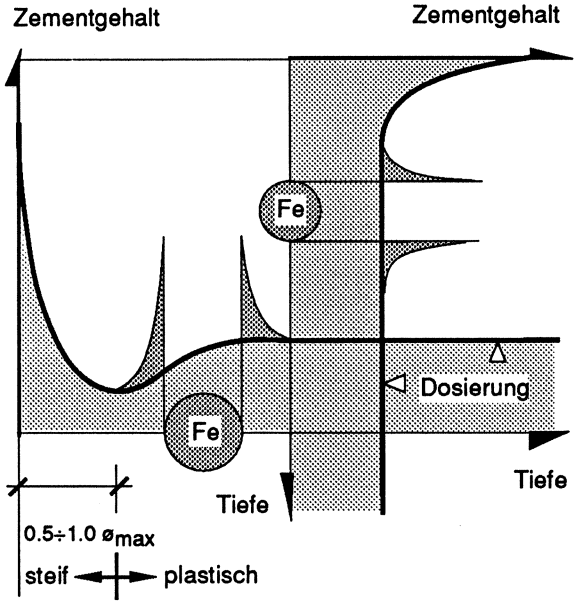


Bild 4.17: Prinzipieller Verlauf des Zementgehaltes.

Für die Deckschicht muss grundsätzlich unterschieden werden zwischen *Zementdosierung* und *Zementgehalt* (vgl. Bild 4.17). Gegen die Betonoberfläche hin nimmt der Zementgehalt markant zu. Bei vertikalen Flächen bewirkt der Schalungseffekt, dass in einem Abstand von 0.5-1.0 mal den Grösstkorndurchmesser der Zementgehalt minimal wird. Zudem treten rund um Bewehrungseisen Unstetigkeiten auf.

4.2.3.F BESTIMMUNG DES W/Z-WERTES

Der W/Z-Wert wird ebenfalls empirisch über die Druckfestigkeit nach [40] bestimmt:

$$W/Z = [100 - f_c(28) - 2 \cdot (LP - 1.5)] \cdot \frac{1}{110}$$

LP = *Luftporengehalt*

$$f_c(28) = f_c(t) \cdot \frac{log28 + 1}{log t + 1}$$

$f_c(28)$ = *Druckfestigkeit nach 28 Tagen*

$f_c(t)$ = *Druckfestigkeit nach t Tagen (vgl. Bild 3.4)*

Die Druckfestigkeit wird in Tiefenstufe 4 für den Kernbeton gemessen. Die oben beschriebene Berechnung des W/Z-Wertes ist somit eigentlich nur für Tiefenstufe 3, welche ebenfalls den Kernbeton umfasst, gültig. Die Erfahrung der EMPA hat jedoch gezeigt, dass der W/Z-Wert über den ganzen Bereich Deck- und Kernbeton, gemessen über die Grössenordnung der vorliegenden Tiefenstufen (!), konstant ist. Die Zeitspanne vom Verarbeitungsbeginn des Betons bis zum Abbinden ist zu gering, als dass eine Entmischung von Zement und Wasser im Zementbrei stattfinden könnte. Der W/Z-Wert, bestimmt an Tiefenstufe 3, kann somit als konstant über Stufe 1, 2 und 3 angesehen werden.

Angesichts der Tatsache, dass der Gehalt an Gel- und Kapillarporen vor allem bei horizontalen Oberflächen von Aussen nach Innen abnimmt, wie in Kapitel 6.1.2.A gezeigt wird, erscheint es als Widerspruch, dass der W/Z-Wert konstant sein soll. Die Tatsache erklärt sich jedoch mit dem ebenfalls von Aussen nach Innen abnehmenden Zementgehalt (vgl. Bild 4.18).

Alle Berechnungsangaben in diesem Kapitel sind nur für normalen Portland-Zement gültig.

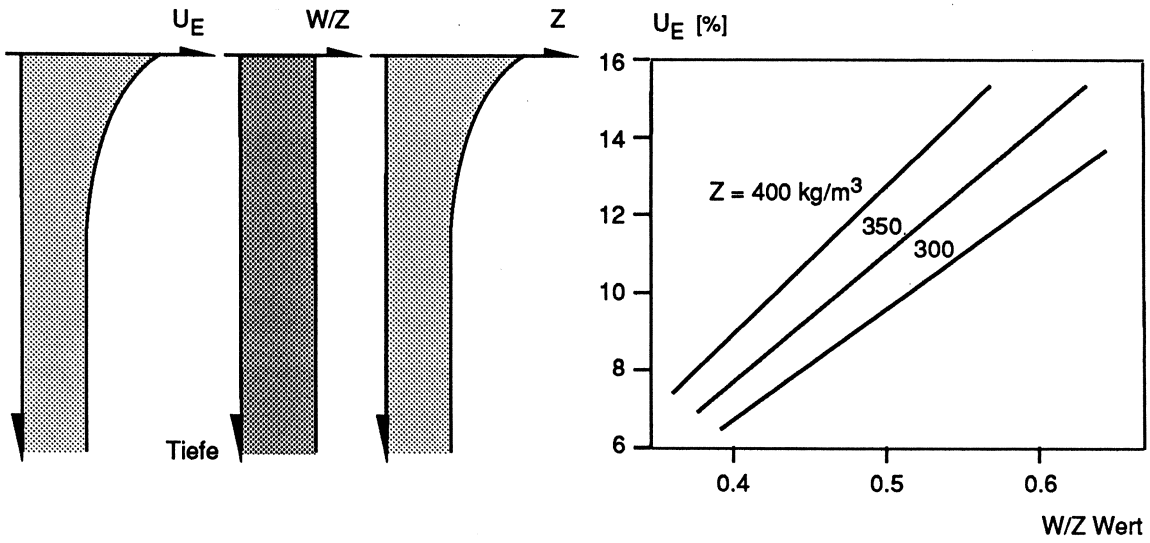


Bild 4.18: Beziehung U_E (Gel- und Kapillarporengehalt) - W/Z-Wert in Abhängigkeit vom Zementgehalt Z gemäss Tab. 3.2.

4.2.3.G MESSUNG DER DRUCKFESTIGKEIT

Die Druckfestigkeit wurde an den Kernen der Tiefenstufe 4 mit 50 mm Kernhöhe nach dem EMPA-Standardverfahren gemessen. Die Umrechnung auf die 28-Tage Festigkeit erfolgte gemäss Kapitel 4.2.3.F.

4.2.3.H MESSUNG DER BETONDECKUNG

Die Betondeckung der Bewehrung wurde direkt an den entsprechenden Bohrkernen Typ 1 und 3 gemessen.

4.2.3.I MESSUNG DER RISSBREITE

Die Messung der Rissbreite erfolgte mit einer Risslupe. Die Rissbreite OK Kern wurde vor dem Bohren am Objekt und nachher am entsprechenden Kerntyp 3 gemessen. Es konnten dabei keine Abweichungen festgestellt werden. Die Kerne wurden offenbar durch das die Rissfläche kreuzende Eisen genügend zusammengehalten (vgl. Kap. 4.1.2.D). Die Rissbreite auf Bewehrungshöhe konnte somit ohne Bedenken am Kerntyp 3 gemessen werden.

4.3. UMFANG DER UNTERSUCHUNG

An den acht für die Untersuchung zur Verfügung stehenden Brücken wurden durch insgesamt 84 Bohrstellen 136 Messstellen erschlossen (vgl. Tab. 4.1). 420 Bohrkerne wurden entnommen. Dies entspricht einer totalen Bohrlänge von ca. 120 m. An den Bohrkernen wurden die in Tabelle 4.3 zusammengestellten Untersuchungen durchgeführt. Insgesamt ergaben sich daraus über 6600 Einzelergebnisse, welche im Kapitel 9 "Anhang" aufgeführt sind. Die in Kapitel 5 und 6 dargelegten Ergebnisse können demzufolge, bezüglich des Stichprobenumfangs, i.a. als statistisch fundiert und repräsentativ beurteilt werden.

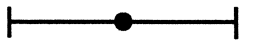
MATERIALKENNWERTE	ANZAHL MESSUNGEN	GERECHNET AUS
CHLORIDGEHALT	1800	-
KARBONATISIERUNGSTIEFE	150	-
BEWEHRUNGSKORROSION	200	-
POROSITAET	450 SERIEN à 5 KERNE	-
TROCKENROHDICHTE	450 SERIEN à 5 KERNE	-
KAP. WASSERAUFNAHME	300 SERIEN à 5 KERNE	-
ZEMENTGEHALT	-	U_E , W/Z (KAP. 4.2.3.E)
W/Z - WERT	-	f_C , LP (KAP. 4.2.3.F)
DRUCKFESTIGKEIT	150 SERIEN à 4 KERNE	-
BETONDECKUNG	200	-
RISSBREITE	116	-

Tab. 4.3: Umfang der Untersuchung.

5. MATERIALKENNWERTE - MESSERGEBNISSE

5.1. ALLGEMEINE BEMERKUNGEN

Kapitel 5 beinhaltet eine Zusammenstellung aller Messergebnisse in Form von Häufigkeitsdiagrammen für die einzelnen Materialkennwerte. Meistens können die resultierenden Verteilungen als "normal" approximiert werden. Entsprechend erfolgt jeweils die Angabe von Mittelwert *m* und einfacher Standardabweichung *s* der entsprechenden Messreihe. Graphisch wird dies mit folgendem Symbol dargestellt:



Der Wert *m+s*, also Mittelwert plus einfache Standardabweichung entspricht in etwa der 85%-Fraktile, d.h. der entsprechende Wert wird von 85% aller Messwerte unter-, respektive von 15% aller Messwerte überschritten.

5.2. POROSITAET

In Bild 5.1 bis 5.4 sind nachfolgend die gemessenen Häufigkeitsverteilungen, mit entsprechenden Mittelwerten und einfachen Standardabweichungen, für die Gesamtporosität *n* (Bild 5.1), die Kapillarporosität n^* (Bild 5.2), die Gelporosität U_{50} (Bild 5.3), sowie den Luftporengehalt *LP* (Bild 5.4), in [Vol.-%] dargestellt. Die gemessenen Verteilungen können als "normal" approximiert werden. Die Darstellungen beinhalten jeweils die Messergebnisse aller 3 Stufen des Tiefenprofils. Der gemessene Mittelwert beträgt für die Gesamtporosität n=13.6 [Vol.-%], für die Kapillarporosität n^*=6.5 [Vol.-%], die Gelporosität U_{50}=5.4 [Vol.-%] und den Luftporengehalt LP=1.4 [Vol.-%]. Insgesamt beinhaltet jede Messreihe 450 Messergebnisse.

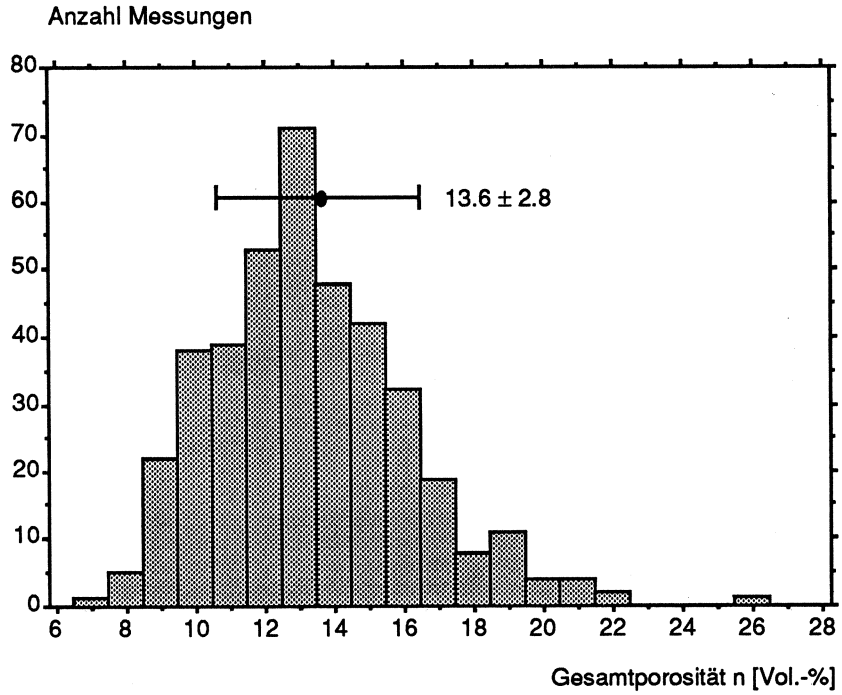


Bild 5.1: Verteilung Gesamtporosität.

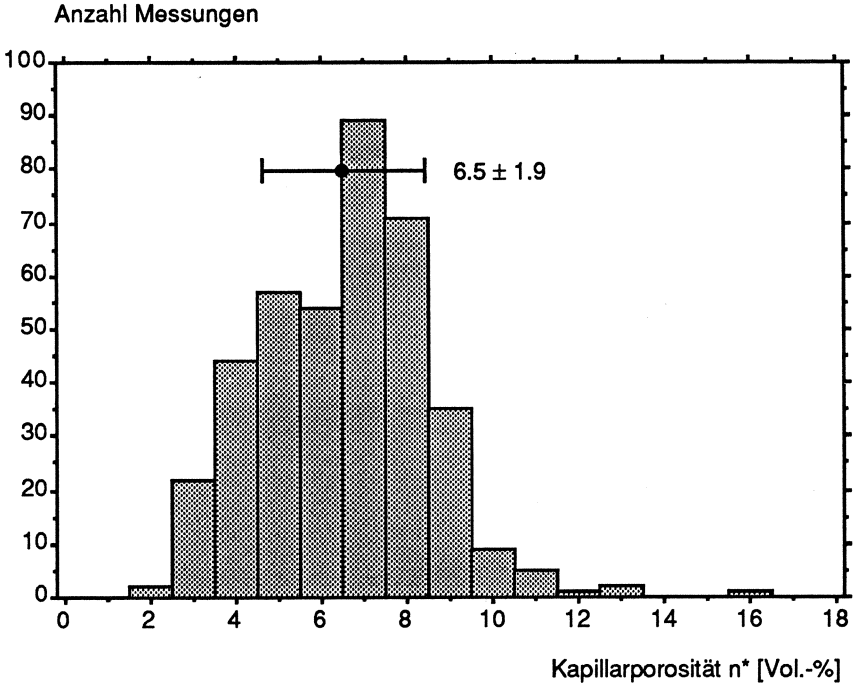


Bild 5.2: Verteilung Kapillarporosität.

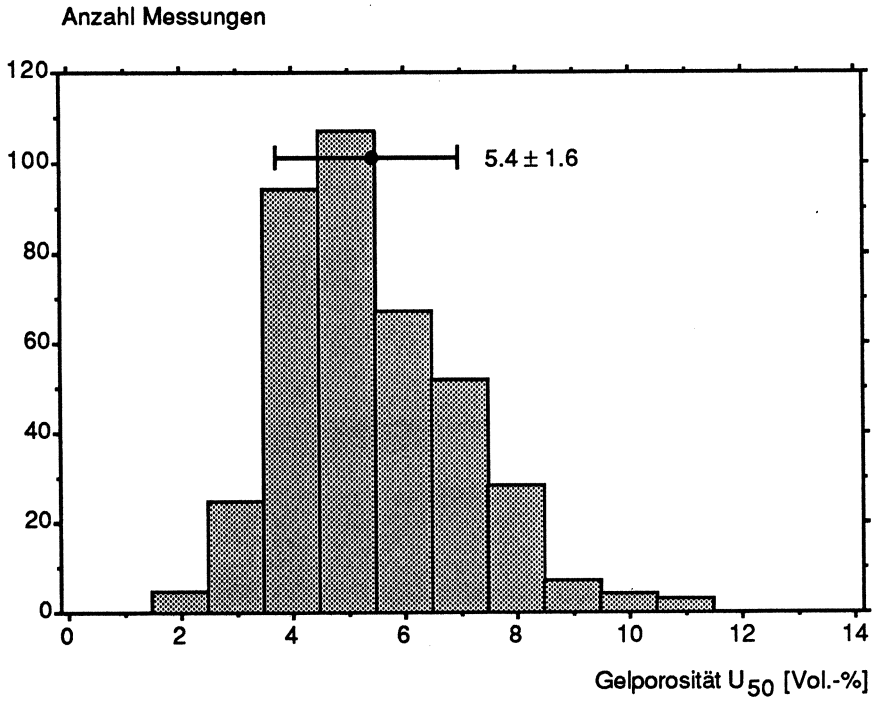


Bild 5.3: Verteilung Gelporosität.

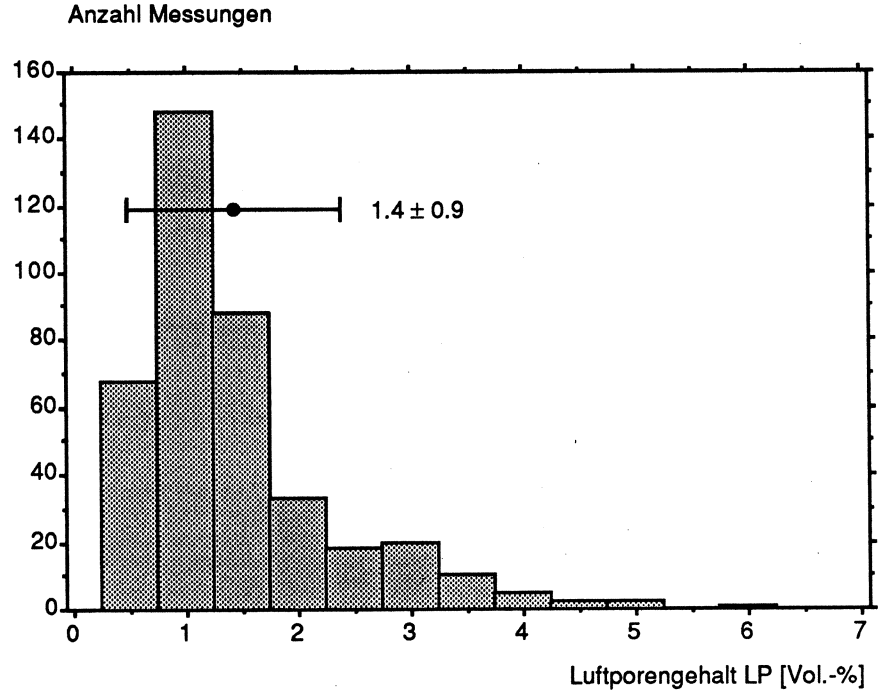


Bild 5.4: Verteilung Luftporengehalt.

5.3. TROCKENROHDICHTE

In Bild 5.5 ist die gemessene Verteilung der Trockenrohdichte ρ_{R105} über alle drei Tiefenstufen dargestellt. Die Messreihe ist näherungsweise normalverteilt und setzt sich aus 450 Einzelwerten zusammen. Der Mittelwert beträgt 2336 kg/m^3.

5.4. ZEMENTGEHALT

Bild 5.6 zeigt die aus füllbarem Porenanteil U_E und W/Z-Wert rechnerisch ermittelte Verteilung des Zementgehaltes über alle drei Tiefenstufen. Der Mittelwert der wiederum ca. normalverteilten Reihe beträgt 294 kg/m^3, die Standardabweichung ist mit 76 kg/m^3 unerwartet gross. Der ermittelte Maximalwert beträgt 611 kg/m^3 und ist somit ca. doppelt so gross wie die übliche Dosierung! In Kapitel 6.1.2.A werden diese Ergebnisse begründet.

5.5. W/Z-WERT

In Bild 5.7 ist die aus Druckfestigkeit und Luftporengehalt errechnete Verteilung des W/Z-Wertes dargestellt. Der Mittelwert beträgt 0.59 mit einer Standardabweichung von ± 0.08. Die Verteilung ist durch zwei Maxima charakterisiert, die auch deutlich in der Verteilung der Druckfestigkeit in Bild 5.8 zum Ausdruck kommen. Im Bereich des ersten Maximums von W/Z=0.45-0.55 liegen die "jüngeren" Brücken (Tripolis, Alter 28 Jahre / Nyon, 30 Jahre / Felsberg N13, 29 Jahre). Das zweite Maximum wird von den "älteren" Brücken (Schaffhausen, Alter 48 Jahre / Rudolf Brun, 78 Jahre / Stauffacher, 91 Jahre / Felsberg Rhein, 65 Jahre), zum Teil noch mit Stampfbeton hergestellten Brücken, bestimmt.

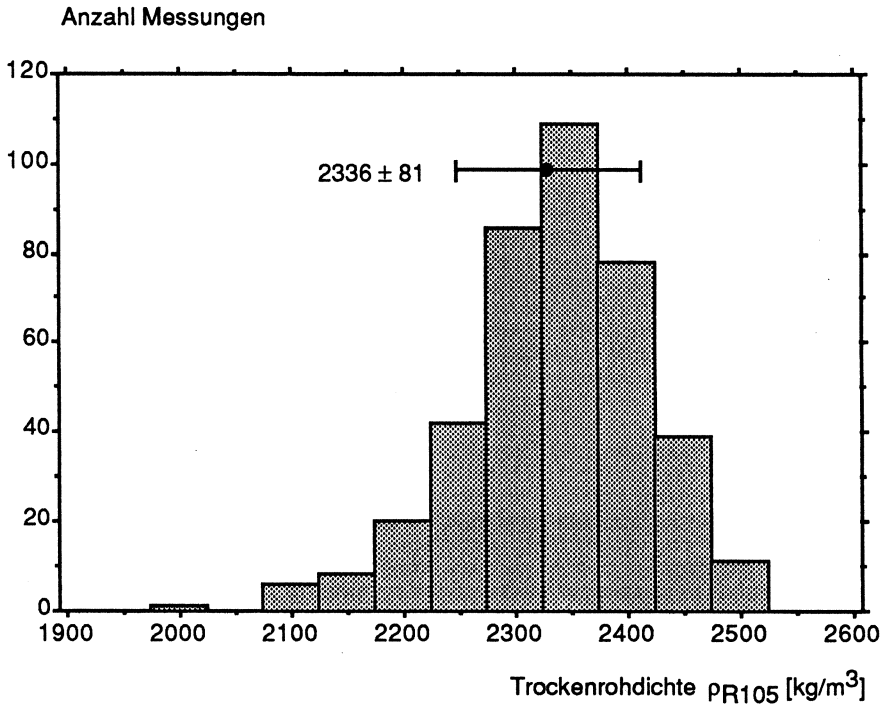


Bild 5.5: Verteilung Trockenrohdichte.

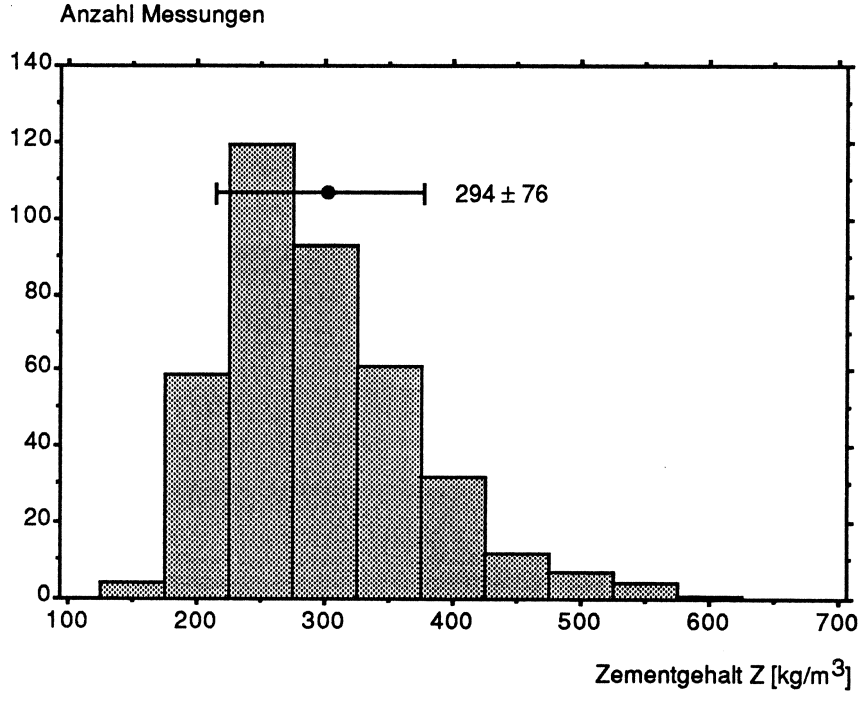


Bild 5.6: Verteilung Zementgehalt.

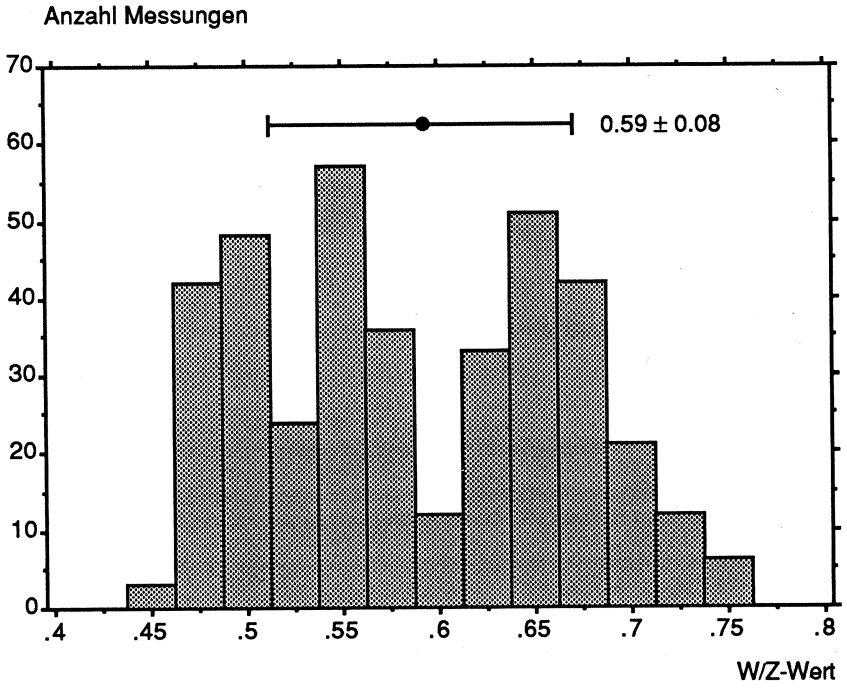


Bild 5.7: Verteilung W/Z-Wert.

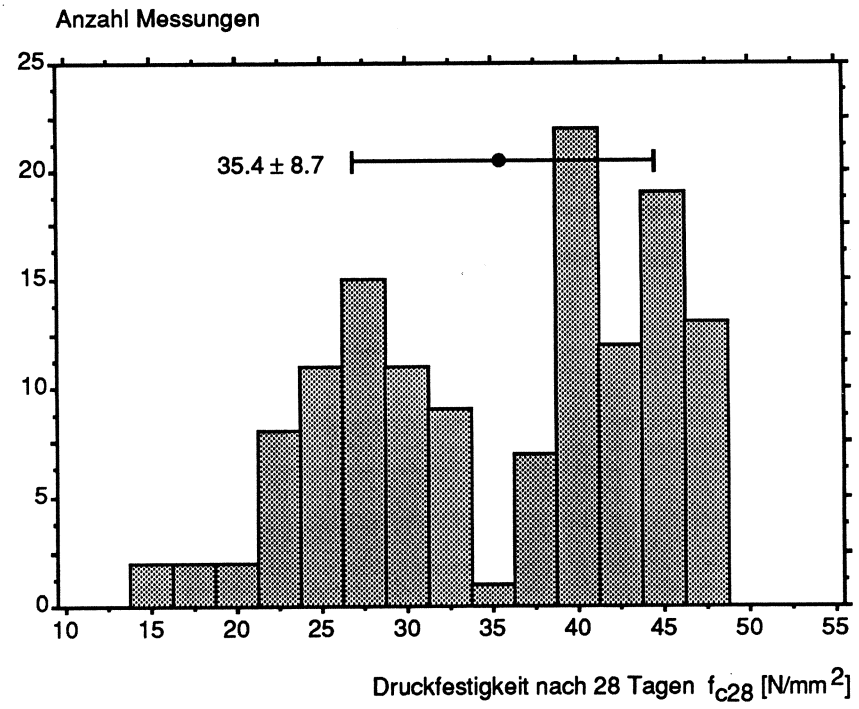


Bild 5.8: Verteilung der Druckfestigkeit nach 28 Tagen.

5.6. DRUCKFESTIGKEIT

Die Verteilung der gemäss Bild 3.4 auf 28 Tage zurückgerechneten Druckfestigkeit f_{c28} ist aus Bild 5.8 ersichtlich. Der Mittelwert beträgt 35.4 N/mm^2. Die Verteilung weist die in Kapitel 5.4. erwähnten zwei Maxima auf, die auf den unterschiedlichen mittleren W/Z-Werten zwischen "jüngeren" und "älteren" Brücken beruhen. Insgesamt wurden 150 Druckfestigkeitsmessungen vorgenommen.

5.7. KAPILLARE WASSERAUFNAHME

Die kapillare Wasseraufnahme wird durch die über die Messung des Sättigungsgrades errechnete ***Steighöhe*** nach Kapitel 4.2.3.D charakterisiert. Im Standardversuch der EMPA wird die Steighöhe nach 24 Stunden an Bohrkernen von 50 mm Höhe bestimmt. Dieses Vorgehen war ursprünglich auch für die vorliegende Untersuchung vorgesehen (vgl. Kapitel 4.2.3.D). Es zeigte sich jedoch, dass für die Kerne der Stufe 2 die Kernhöhe mit 25 mm zu gering war. Nach 24 Stunden war oft bereits der ganze Kern gesättigt (Mittelwert der Steighöhe 23.5 mm, vgl. Bild 5.9), oder aber die Messergebnisse wurden durch die zu nahe an der Wasserfront liegende Oberfläche nachhaltig beeinflusst. Die Messung des Sättigungsgrades, respektive die rechnerische Ermittlung der Steighöhe wurde deshalb bereits nach 3 Stunden vorgenommen:

Steighöhe nach 3 Stunden: $$h_3 = H \cdot \frac{S_3 - S_{50}}{S_f - S_{50}}$$

H = *Probenhöhe*
S_{50} = *Sättigungsgrad zu Beginn des Versuches*
S_3 = *Sättigungsgrad nach 3 Stunden*
S_f = *Sättigungsgrad bei Feuchtwerden der Oberfläche*

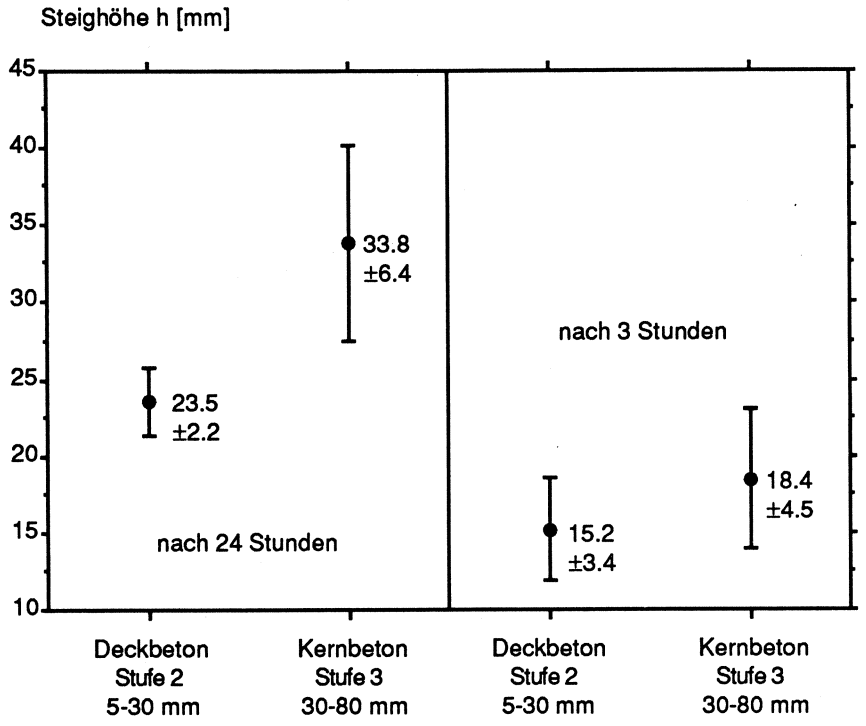


Bild 5.9: Steighöhe in Abhängigkeit von der Zeit.

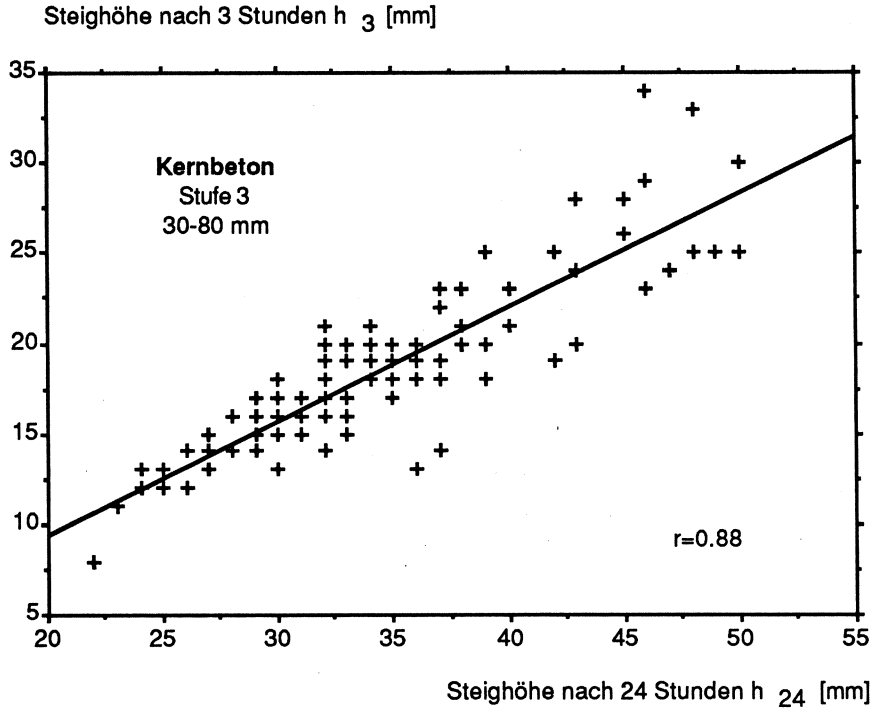


Bild 5.10: Korrelation Steighöhe nach 3 und nach 24 Stunden.

Der Mittelwert der Steighöhe nach 3 Stunden liegt mit 15.2 mm wesentlich unter der Kernhöhe von 25 mm der Stufe 2. Daher kann eine Beeinflussung der Resultate durch den Probekörper praktisch ausgeschlossen werden. Die Resultate der Stufe 2 und 3 sind somit vergleichbar. Die verbleibende Differenz im Mittelwert der Steighöhe nach 3 Stunden gemäss Bild 5.9 zwischen Stufe 2 (15.2 mm) und Stufe 3 (18.4 mm) wird in Kapitel 6.1.2.B erklärt.
Bild 5.10 zeigt zudem die gute Korrelation zwischen der Steighöhe nach 3 Stunden und der Steighöhe nach 24 Stunden, ermittelt an Stufe 3 mit Kernhöhe 50 mm. Das erwähnte Vorgehen ist somit sicherlich vertretbar.

In Bild 5.11 ist demzufolge die den weiteren Untersuchungen zugrunde liegende Verteilung der Steighöhe nach 3 Stunden über die Stufen 2 und 3 dargestellt. Die Reihe ist ca. normalverteilt, der Mittelwert beträgt 16.6 mm. Es erfolgten insgesamt 300 Messungen.

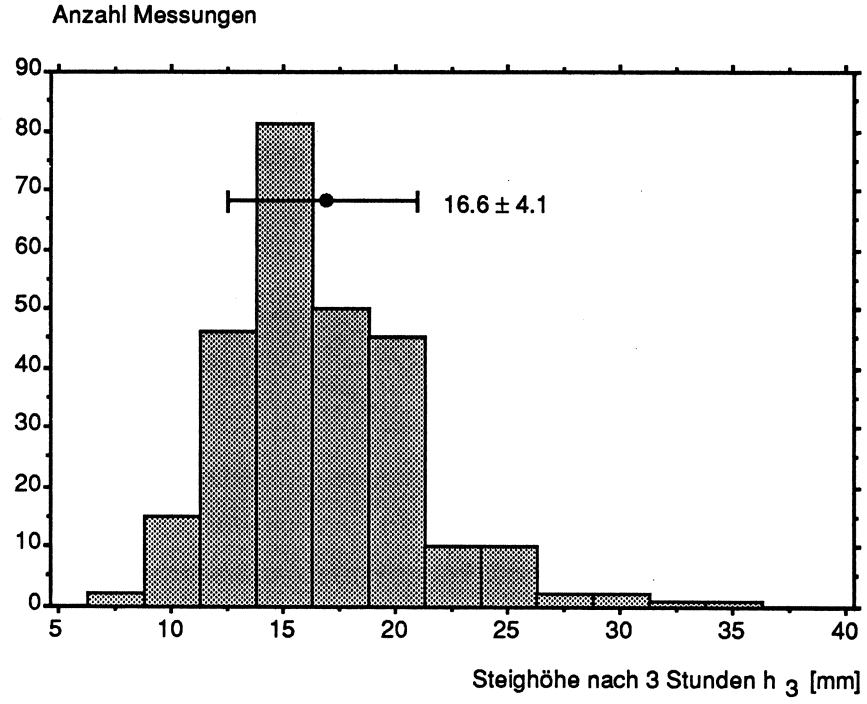


Bild 5.11: Verteilung Steighöhe nach 3 Stunden.

5.8. BETONDECKUNG

In Bild 5.12 ist die Messwert-Verteilung der Betondeckung der ersten Bewehrungslage dargestellt. Sie kann näherungsweise normalverteilt approximiert werden. Der gemessene Mittelwert beträgt 32.2 mm, der häufigste Wert liegt bei 25 mm. Die niedrigeren Werte wurden meistens in Stegen, die höheren Werte bei Fahrbahnplatten, obenliegend, gemessen.

Bild 5.13 zeigt entsprechend die Verteilung der Betondeckung der zweiten Bewehrungslage. Der Mittelwert beträgt hier 44.0 mm, der häufigste Wert 30 mm.

5.9. RISSBREITE

Die Verteilung der gemessenen Rissbreiten OK Beton zeigt Bild 5.14. Der häufigste Wert liegt bei 0.2 mm, der Maximalwert bei 0.4 mm. Bei den vorliegenden Objekten wurden demnach nur relativ kleine Rissbreiten festgestellt. Die Verteilung in Bild 5.14 ist sicherlich nicht allgemein gültig.

Bild 5.15 zeigt entsprechend die Verteilung der gemessenen Rissbreiten auf Höhe der ersten Bewehrungslage. Dabei wurden die Messergebnisse aus [14] integriert. Die entstehende Verteilung weist einen Mittelwert von 0.31 mm und eine einfache Standardabweichung von 0.24 mm auf. Der häufigste Wert beträgt wiederum 0.2 mm. Es wurden insgesamt, mit den Ergebnissen aus [14], 116 Rissbreiten an 39 Bauwerken gemessen. Die Verteilung in Bild 5.15 kann somit als einigermassen repräsentativ angesehen werden.

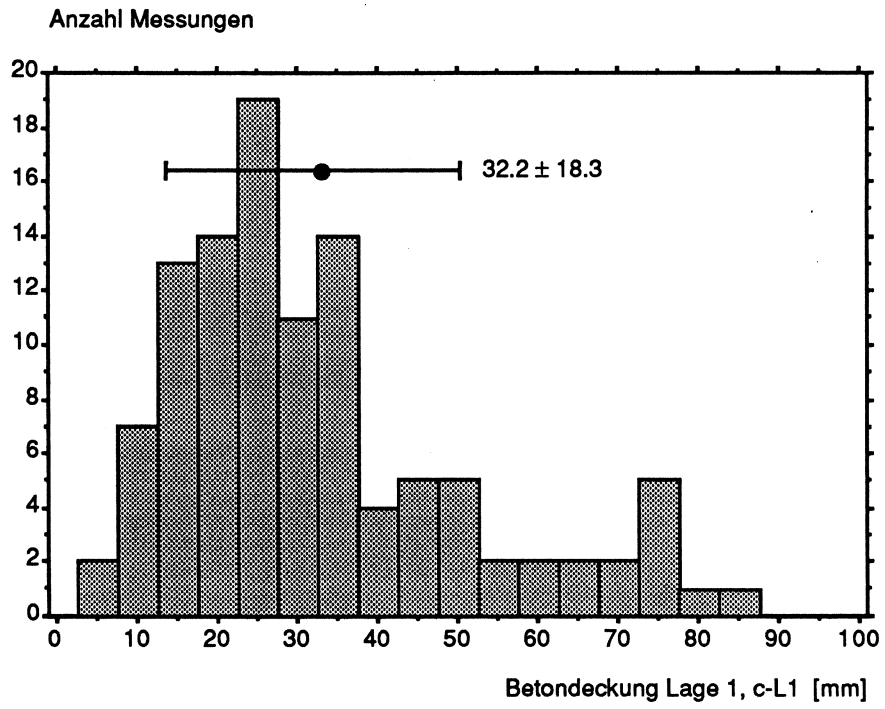


Bild 5.12: Verteilung Betondeckung erste Bewehrungslage.

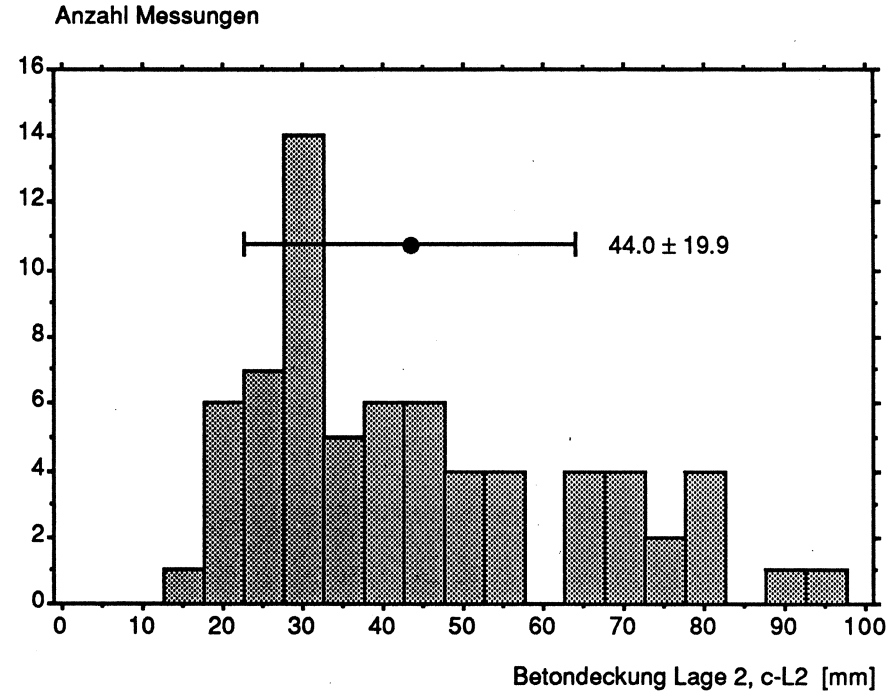


Bild 5.13: Verteilung Betondeckung zweite Bewehrungslage.

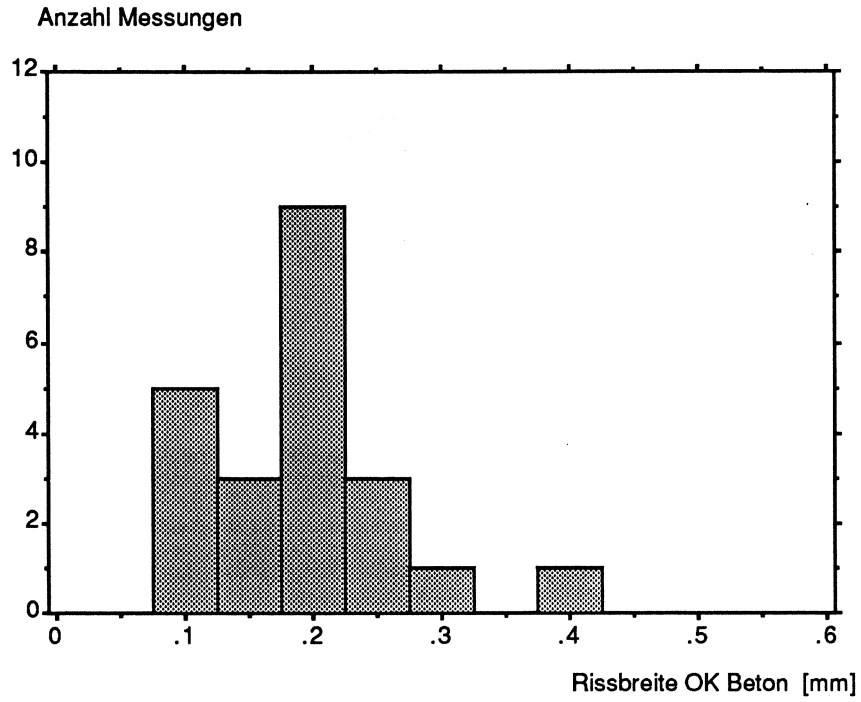


Bild 5.14: Verteilung Rissbreite OK Beton.

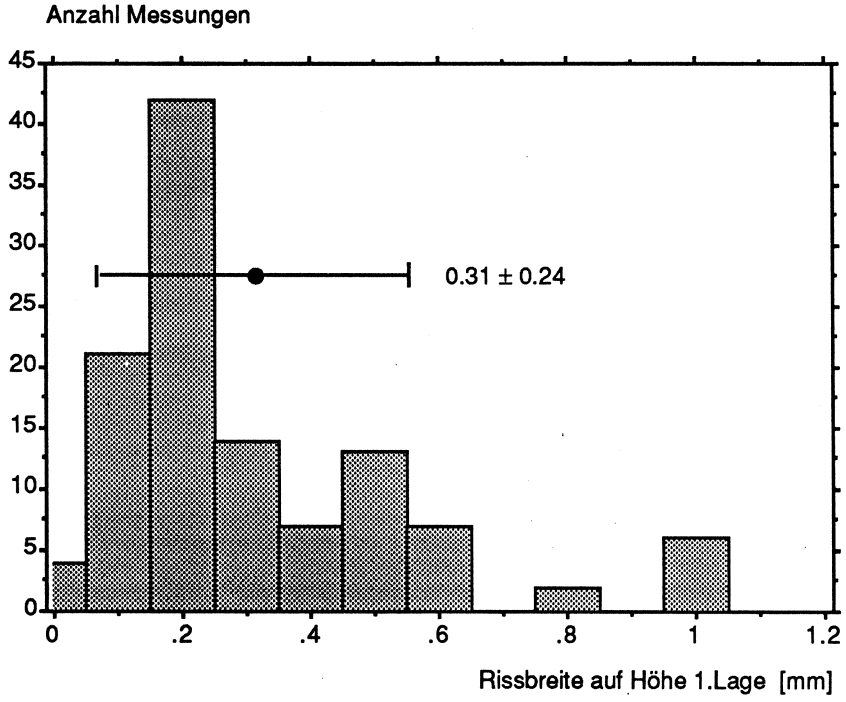


Bild 5.15: Verteilung Rissbreite auf Höhe 1. Bewehrungslage, Ergebnisse aus [14] integriert.

5.10. GRAD DER BEWEHRUNGSKORROSION

Der Grad der Bewehrungskorrosion wird anhand der gemessenen Narbentiefe t_N beurteilt (vgl. Kapitel 4.2.3.C). Eine Narbentiefe von

$$t_N \leq t_{N,zul.} = 0.3\ mm$$

wird dabei, vom materialtechnologischen Standpunkt aus betrachtet, als zulässig bezeichnet (vgl. Kapitel 3.4.1.C).

In Bild 5.16 ist die gemessene Verteilung der Narbentiefe im ungerissenen Bereich, in Bild 5.17 im Rissquerschnitt dargestellt. Die Verteilung im ungerissenen Bereich kann als Exponentialverteilung angenähert werden. Die Narbentiefe im Rissquerschnitt hingegen ist eher log-normal verteilt. Der häufigste, gemessene Wert beträgt dabei $t_N = 0.1$ mm.

Wie die Darstellungen zeigen, wurden generell, bei doch relativ grosser Stichprobe, nur sehr wenige unzulässige Korrosionserscheinungen gemessen. Lochfrass-Korrosion im Bewehrungskreuz wurde nur in 3 Fällen, alle bei der Rheinbrücke Felsberg, festgestellt. Die aufgezeigten Verteilungen der Narbentiefe können daher wohl in ihrer charakteristischen Form, nicht jedoch in ihrem Ausmass, als repräsentativ beurteilt werden.

Aus diesen Gründen werden zur Beurteilung des Korrosionsverhaltens der Bewehrung im Kapitel 6.4. "Zielgrösse Risse - Bewehrungskorrosion" die Ergebnisse der Untersuchung von [14] hinzugefügt (vgl. Kapitel 2.3., Daten im Kapitel 9, "Anhang"). Diese weisen im Mittel, vor allem im Rissquerschnitt, etwas grössere Korrosionserscheinungen auf. Ursache dafür ist die mehrheitliche Probenentnahme in Rissen von Fahrbahnplatten. Für die gemeinsamen Verteilungen der gemessenen Narbentiefen der beiden Untersuchungen ergeben sich daraus die Darstellungen in den Bildern 5.18 und 5.19. Die Verteilungstypen ändern sich gegenüber Bild 5.16 und 5.17 nicht. Der häufigste Wert der Narbentiefe im Rissquerschnitt erhöht sich auf $t_N = 0.2$ mm.

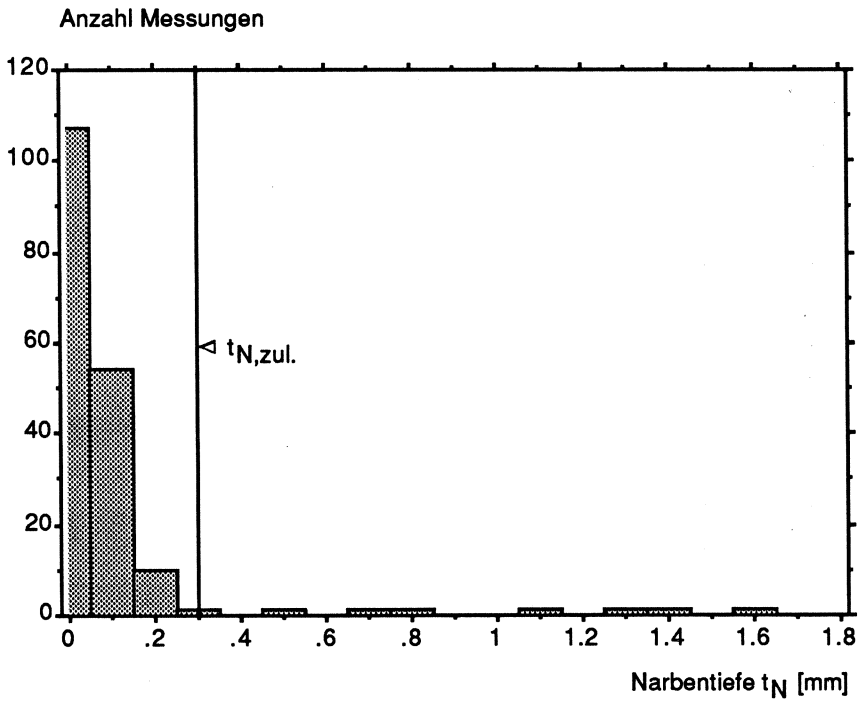


Bild 5.16: Verteilung der Narbentiefe im ungerissenen Bereich.

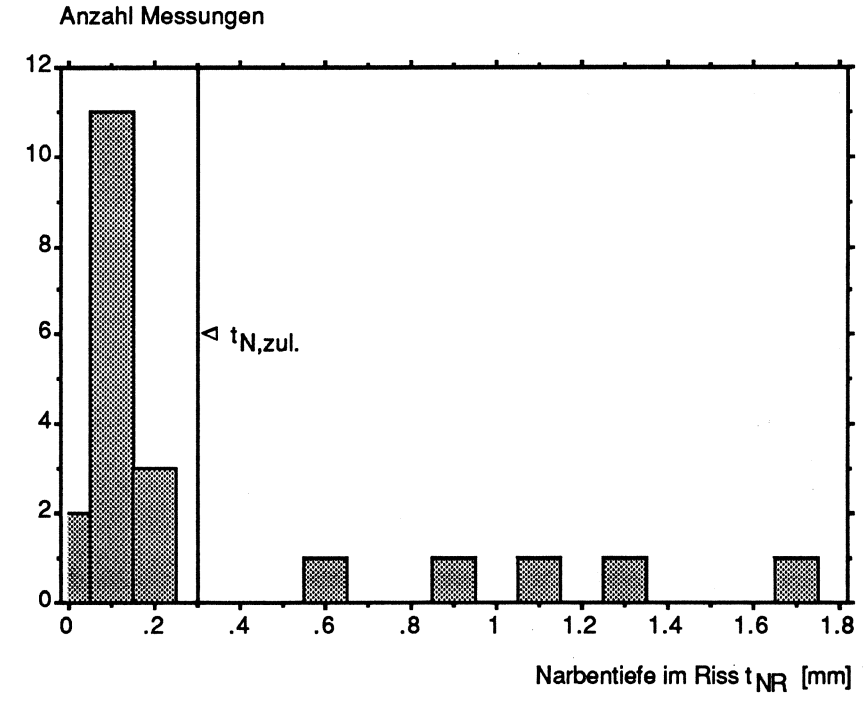


Bild 5.17: Verteilung der Narbentiefe im Rissquerschnitt.

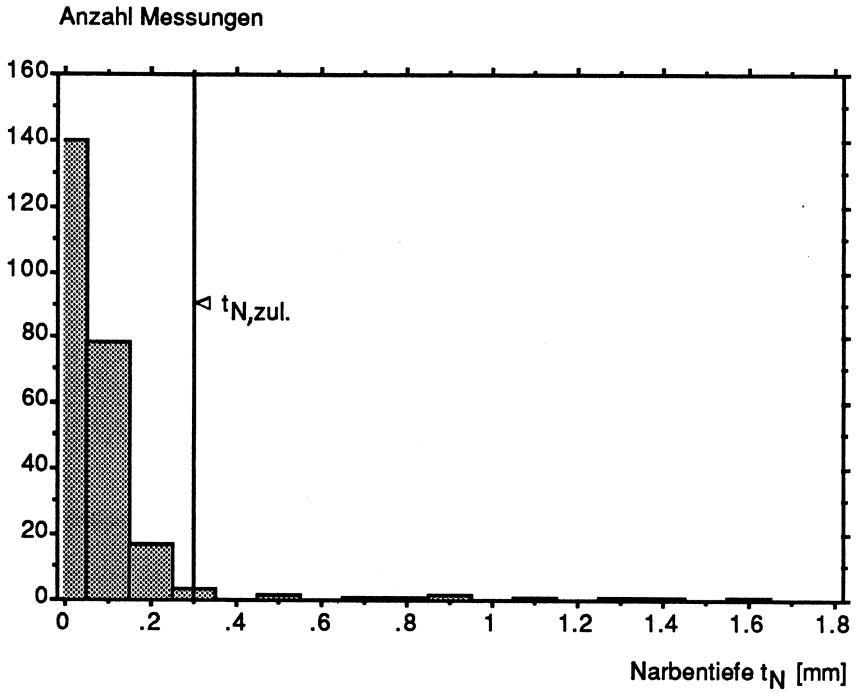


Bild 5.18: Verteilung der Narbentiefe im ungerissenen Bereich, Ergebnisse aus [14] integriert.

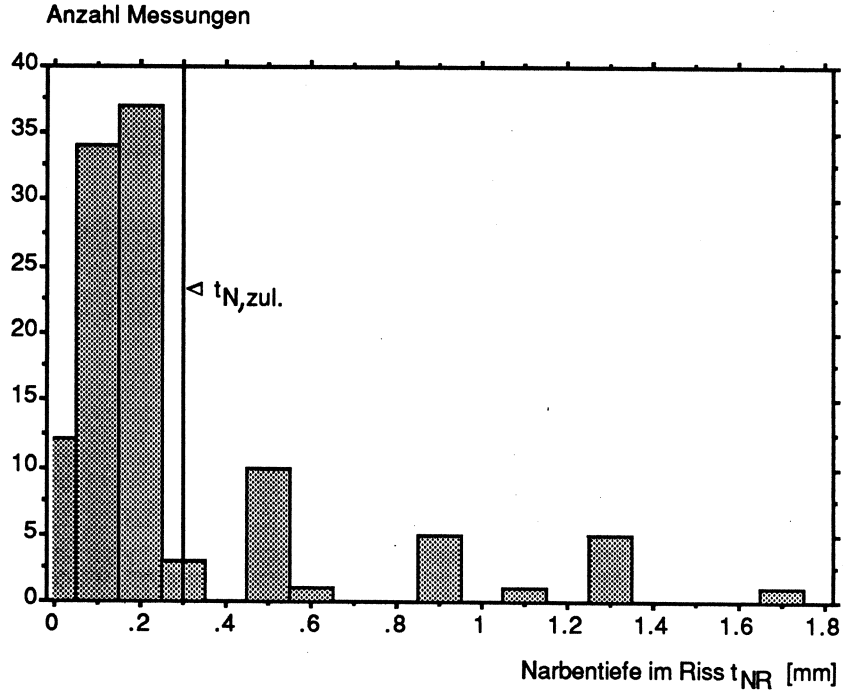


Bild 5.19: Verteilung der Narbentiefe im Rissquerschnitt, Ergebnisse aus [14] integriert.

5.11. CHLORIDGEHALT

Der Chloridgehalt wurde in 10 mm-Tiefenstufen bis in eine mittlere Tiefe von 10 cm gemessen. In Bild 5.20 bis 5.23 sind die resultierenden Häufigkeitsverteilungen des Chloridgehaltes in den ersten vier Tiefenstufen im ungerissenen Bereich dargestellt. Die Angaben erfolgen in Massen-Prozent bezogen auf das Betongewicht [M.-%B.]. Es ergeben sich Exponentialverteilungen. Mit zunehmender Tiefe werden diese immer steiler, die Mittelwerte verschieben sich immer mehr gegen Null.

Die Messung des Chloridgehaltes in der Rissflanke beim Kerntyp 3 (vgl. Kapitel 4.2.2.B) erwies sich als schwer durchführbar. Es konnten nur vereinzelte oder aber unvollständige Tiefenprofile ermittelt werden, die jedoch keine allgemein gültigen Aussagen ermöglichen. Die gemessenen Werte können Kapitel 9, "Anhang", entnommen werden.

5.12. KARBONATISIERUNGSTIEFE

Die Häufigkeitsverteilung der mittels des Farbindikators Timolphtalein bestimmten Karbonatisierungstiefe im ungerissenen Bereich ist in Bild 5.24 dargestellt. Die Karbonatisierungstiefe ist exponential verteilt. Der grösste gemessene Wert beträgt 45 mm.

Die Bestimmung der Karbonatisierungstiefe im Riss und in der Rissflanke auf Bewehrungshöhe (vgl. Kapitel 4.2.2.B) erwies sich als schwierig und konnte nur vereinzelt durchgeführt werden. Zieht man die Resultate aus [14] hinzu (vgl. Kapitel 9, "Anhang"), ergibt sich die in Bild 5.25 dargestellte Häufigkeitsverteilung. Der Verteilungstyp ist nicht klar ersichtlich, vermutlich resultiert eine Ueberlagerung von Exponential- und Normalverteilung.

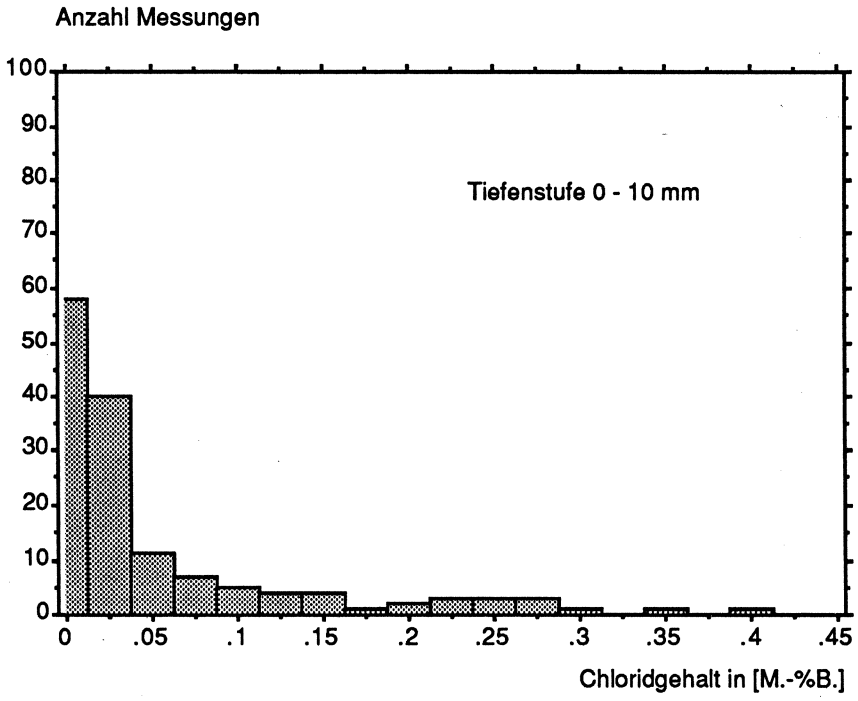


Bild 5.20: Verteilung Chloridgehalt in Tiefenstufe 0-10 mm.

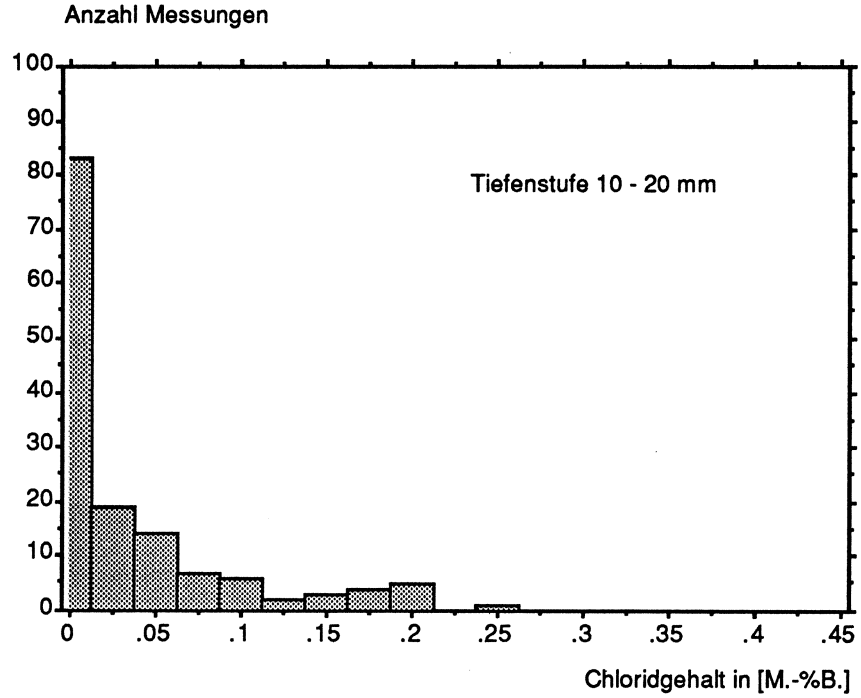


Bild 5.21: Verteilung Chloridgehalt in Tiefenstufe 10-20 mm.

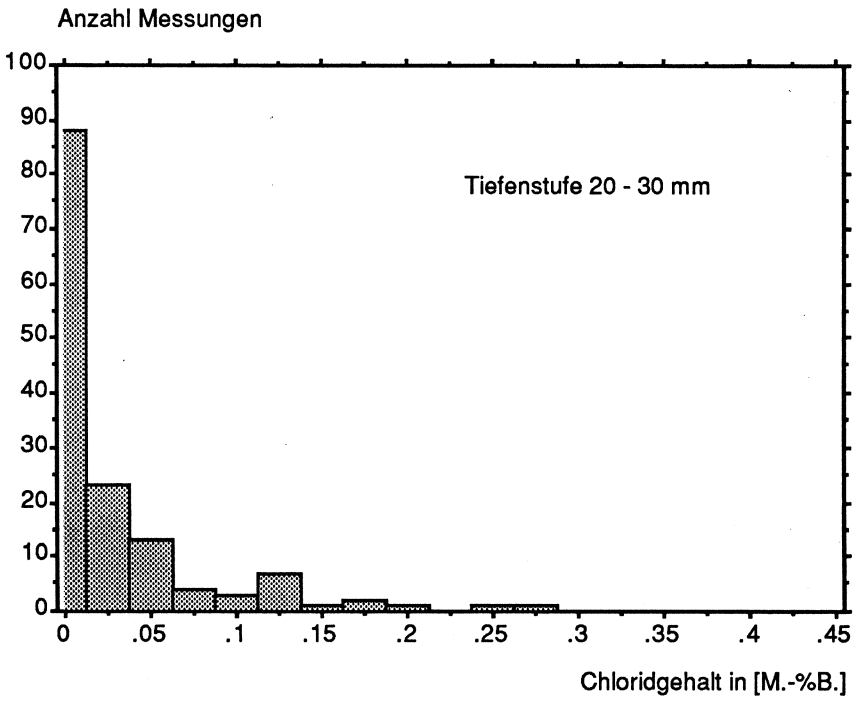


Bild 5.22: Verteilung Chloridgehalt in Tiefenstufe 20-30 mm.

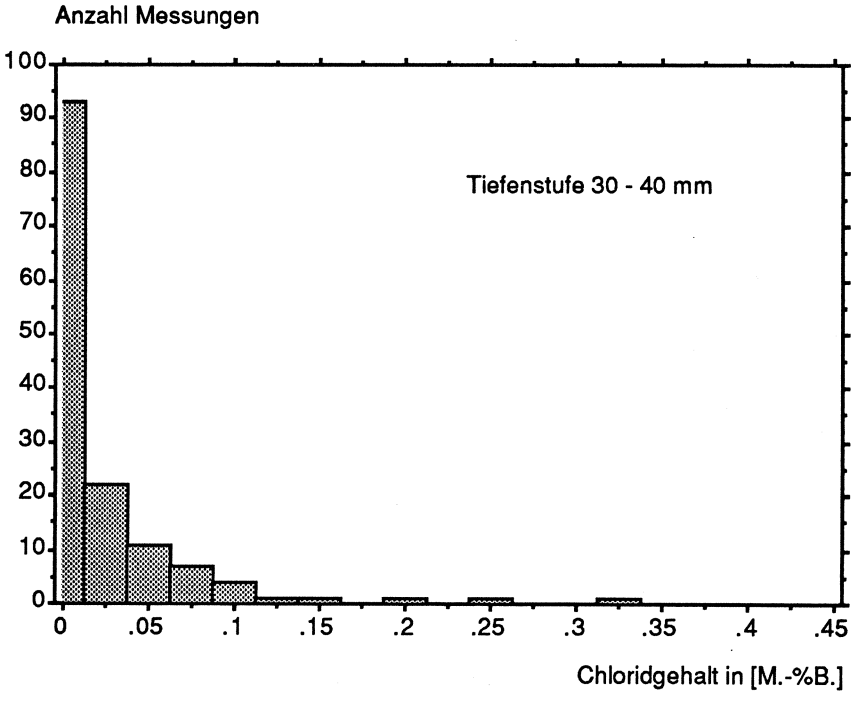


Bild 5.23: Verteilung Chloridgehalt in Tiefenstufe 30-40 mm.

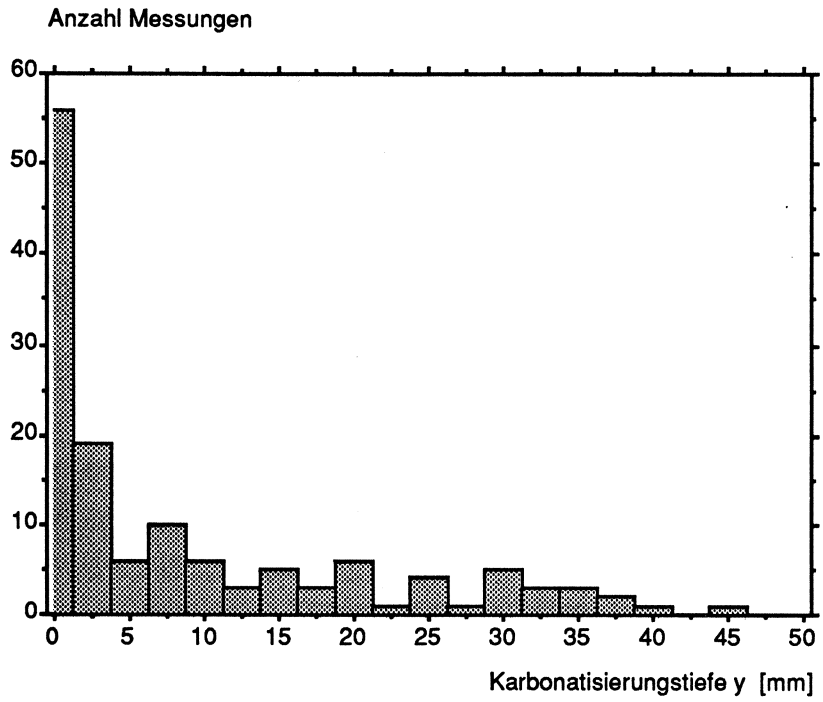


Bild 5.24: Verteilung der Karbonatisierungstiefe im ungerissenen Bereich.

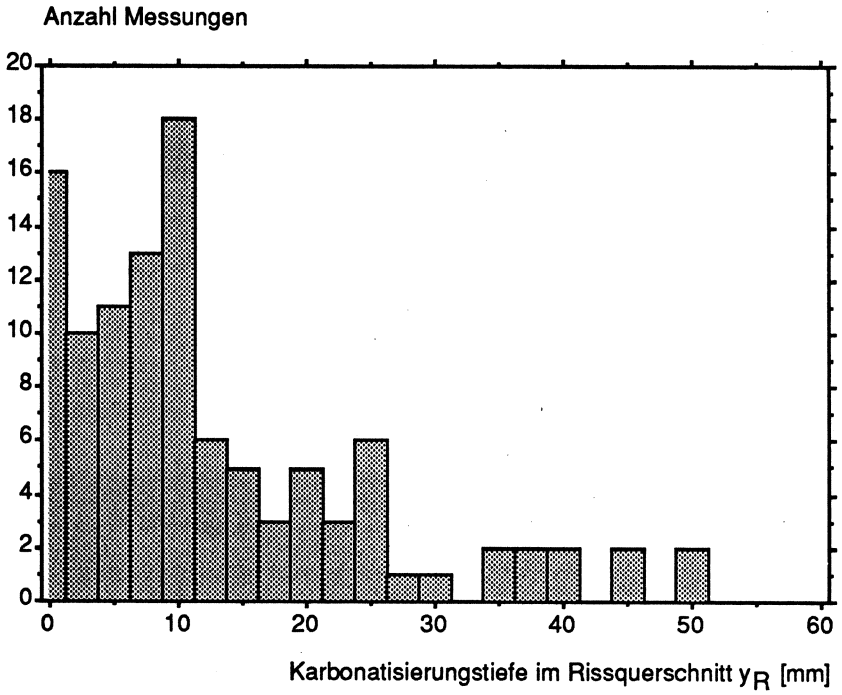


Bild 5.25: Verteilung der Karbonatisierungstiefe im Rissquerschnitt, Ergebnisse aus [14] integriert.

6. DISKUSSION DER MESSERGEBNISSE

6.1. ZIELGROESSE POROSITAET

6.1.1. GRUNDLEGENDE ZUSAMMENHAENGE

In diesem Unterkapitel werden, unabhängig von den Tiefenstufen, grundlegende Beziehungen zwischen den Materialkennwerten Porosität, Trockenrohdichte, Zementgehalt, W/Z-Wert und Druckfestigkeit aufgezeigt. Dies erfolgt einerseits graphisch durch Darstellung von Regressionsgeraden, andererseits jeweils durch Angabe des ***Korrelationskoeffizienten r.*** r=1 steht dabei für eine gute, r=0 für keine Korrelation.

Als erste Beziehung ist in Bild 6.1 die Korrelation zwischen gemessener Trockenrohdichte ρ_{R105} und gemesser Gesamtporosität n dargestellt. Es ist bekannt, dass diese Beziehung sehr gut korrelieren muss. Sie kann deshalb zur Ueberprüfung der Messgenauigkeit einer Untersuchung herangezogen werden. Aus Bild 6.1 ist demnach ersichtlich, dass die Messgenauigkeit der vorliegenden Arbeit, bei einem Korrelationkoeffizienten von r=0.99, sehr gut ist.

Ebenfalls eine gewisse Korrelation (r=0.61) besteht zwischen gemessener Trockenrohdichte ρ_{R105} und errechnetem Zementgehalt Z, wie Bild 6.2 veranschaulicht. Mit zunehmendem Zementgehalt wird der Anteil des Zuschlags vermindert, was die Trockenrohdichte reduziert.

In Bild 6.3 ist der Zusammenhang zwischen W/Z-Wert und gemessener Druckfestigkeit f_c, zurückgerechnet auf 28 Tage, aufgezeigt. Die Korrelation ist natürlich sehr gut, da der W/Z-Wert aus der Druckfestigkeit und dem Luftporengehalt gerechnet wurde (vgl. Kapitel 4.2.3.F). Die Streuungen um die Regressionsgerade werden demnach durch die unterschiedlichen Luftporengehalte verursacht.

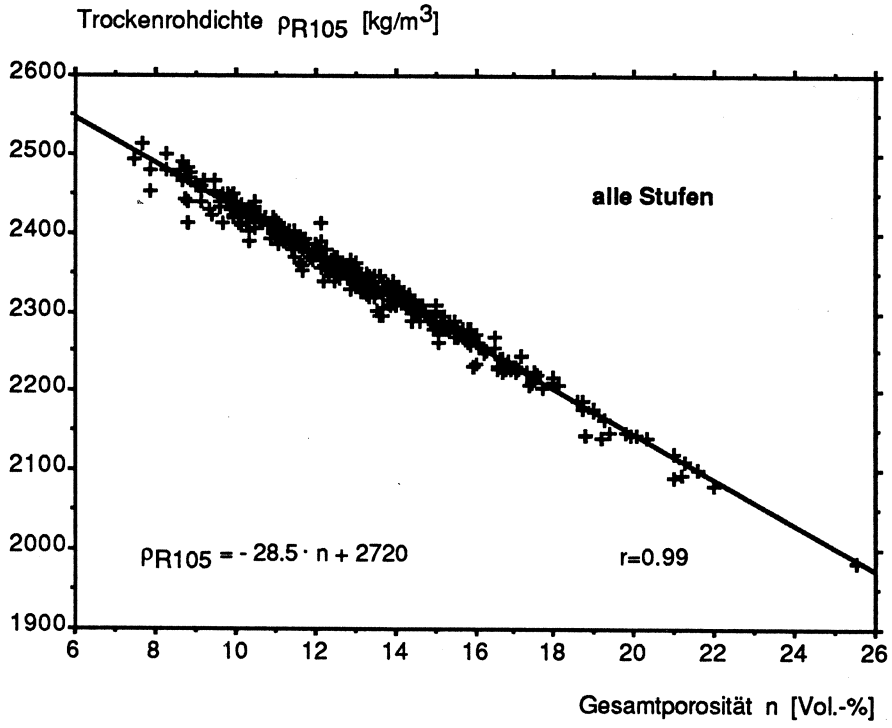


Bild 6.1: Korrelation zwischen Trockenrohdichte und Gesamtporosität.

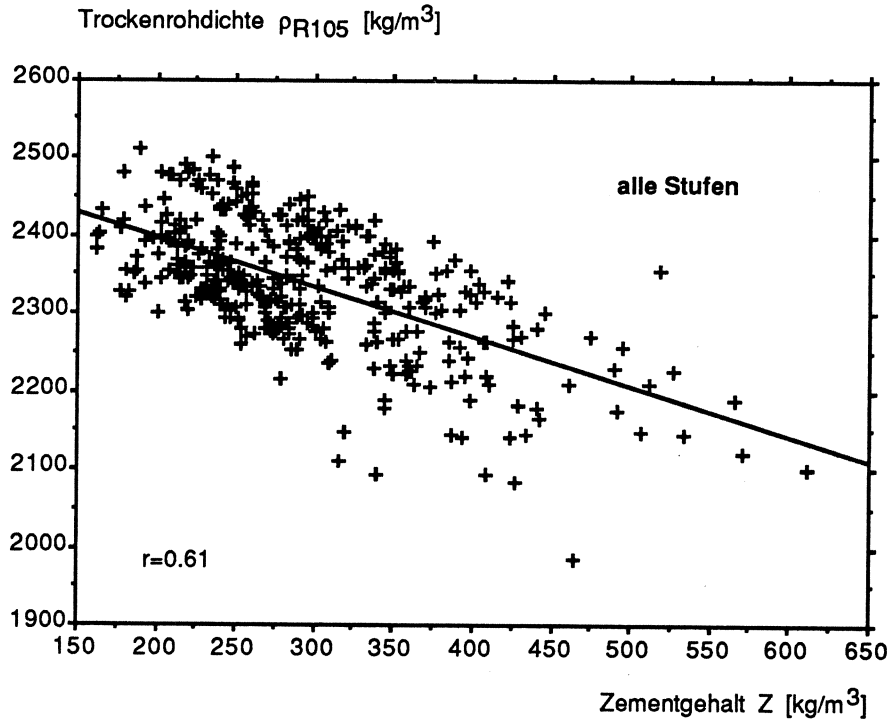


Bild 6.2: Korrelation zwischen Trockenrohdichte und Zementgehalt.

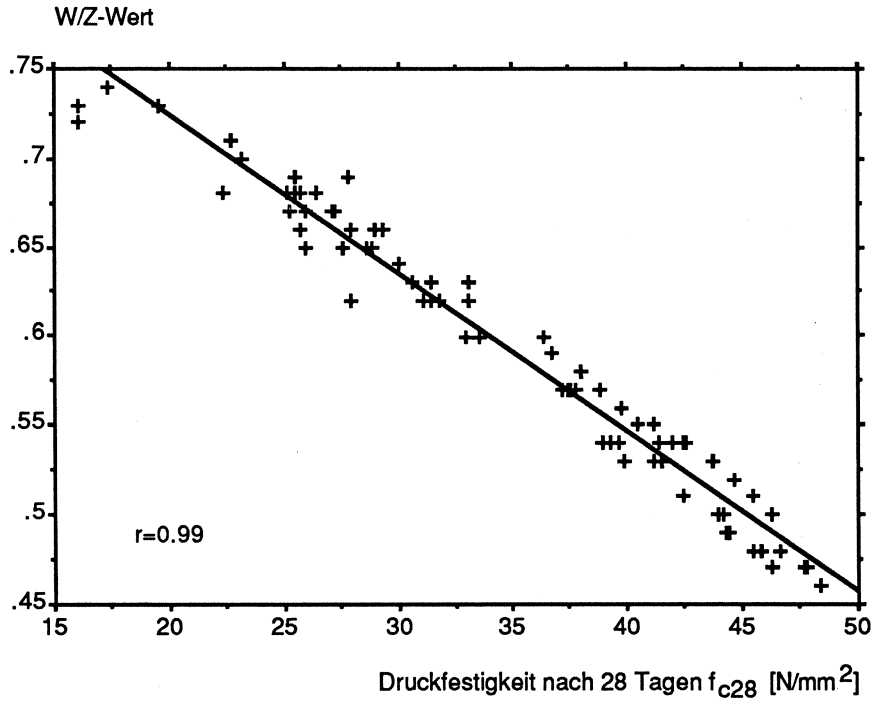


Bild 6.3: Korrelation zwischen W/Z-Wert und Druckfestigkeit.

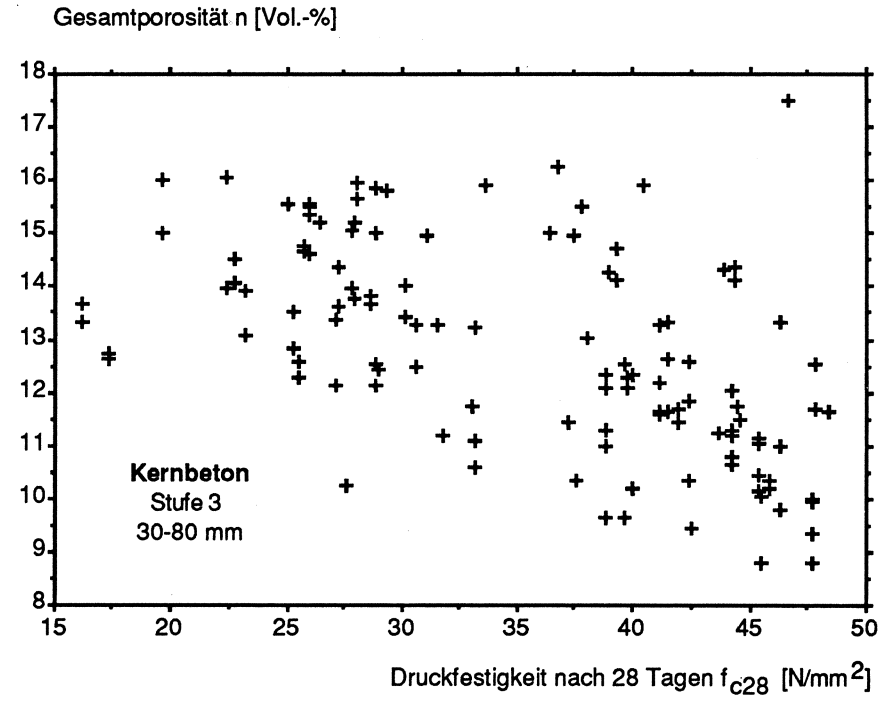


Bild 6.4: Korrelation zwischen Gesamtporosität und Druckfestigkeit.

Keine Beziehung besteht hingegen zwischen Druckfestigkeit f_{c28} und Gesamtporosität n des Kernbetons (Stufe 3), wie Bild 6.4 zeigt. Es ist klar ersichtlich, dass mittels der Druckfestigkeit somit keine Aussage über die Dauerhaftigkeit eines Stahlbetontragwerkes gemacht werden kann. ⇒ ***Hohe Druckfestigkeit impliziert nicht hohe Dauerhaftigkeit!*** Begründet kann dies dadurch werden, dass ein Druckversagen eines Stahlbetonbauteils durch das Ueberschreiten der Zugfestigkeit in der Grenzschicht zwischen Zuschlag und Zementstein erfolgt (vgl. Kapitel 6.1.2.C). Die Zugfestigkeit in dieser Grenzschicht ist jedoch nur bedingt abhängig von der Gesamtporosität im Zementstein und stellt somit, im Gegensatz zur Gesamtporosität, kein Kriterium für die Dauerhaftigkeit dar.

Aus diesen Gründen existiert auch keine Beziehung zwischen Trockenrohdichte ρ_{R105} im Kernbeton (Stufe 3) und Druckfestigkeit f_{c28}, wie dies Bild 6.5 zeigt.

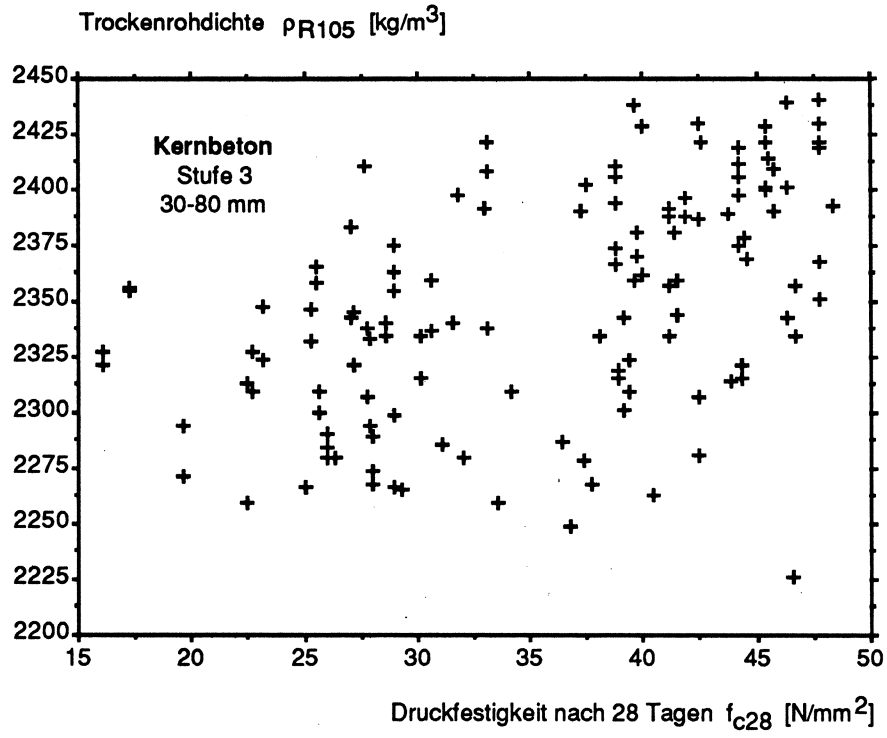


Bild 6.5: Korrelation zwischen Trockenrohdichte und Druckfestigkeit.

Von ebenso zentraler Bedeutung ist, dass zwischen W/Z-Wert und Kapillarporosität n^*, entgegen weitverbreiteter Auffassung, keine direkte Korrelation besteht, wie dies Bild 6.6 klar aufzeigt. Die Beziehung wird durch einen weiteren Parameter, den Zementgehalt, wie dies auch der Formalismus in Tabelle 3.2 ausweist, wesentlich beeinflusst (α=Hydratationsgrad):

$$n^* = (W/Z - 0.386 \cdot \alpha) \cdot Z \cdot 0.1$$

In Bild 6.6 sind die entsprechend gerechneten Zusammenhänge für die Zementgehalte Z=200 kg/m^3 und Z=500 kg/m^3, wobei α=1, eingetragen (vgl. Bild 5.6: Maximalwert Z=611 kg/m^3). Die gemessenen Werte streuen zwischen diesen Geraden somit "gesetzmässig". Daraus kann auch geschlossen werden, dass der Formalismus der Tabelle 3.2, hergeleitet aus einfachen Ueberlegungen, zutreffende Resultate liefert (vgl. auch Bild 6.9).
Eliminiert man den Parameter Zementgehalt, indem man die Korrelation zwischen dem Quotienten Kapillarporosität durch Zementgehalt n^*/Z und W/Z-Wert aufträgt, ergibt sich sofort eine gute Korrelation (r=0.94). In Bild 6.7 ist die entsprechende Regressionsgerade und die aus der Beziehung

$$n^*/Z = (W/Z - 0.386 \cdot \alpha) \cdot 0.1$$

gerechnete Gerade aufgezeichnet (α=1). Es resultiert wiederum eine gute Uebereinstimmung.

Bild 6.8 zeigt letztendlich die Zunahme der Kapillarporosität mit zunehmendem Zementgehalt, die jetzt natürlich in Abhängigkeit vom W/Z-Wert erfolgt. Die Messresultate streuen wiederum, analog zu Bild 6.6, zwischen den gerechneten Geraden für W/Z=0.5 und W/Z=0.7 (vgl. Bild 5.7).

Die obengenannten Fakten sind insofern von Bedeutung, als vor allem im Deckschichtbereich von horizontalen, obenliegenden Oberflächen (Chloridinfiltration in Fahrbahnplatten), durch Entmischung während der Betonverarbeitung sehr hohe Zementgehalte auftreten, wie dies in Kapitel 6.1.2.A noch aufgezeigt wird (vgl. Bild 6.13). Die Porosität wird hier ebensosehr durch den Zementgehalt beeinflusst, wie durch den W/Z-Wert. Die Entmischungserscheinungen folgen hierbei natürlichen Gesetzmässigkeiten und lassen sich nicht verhindern. Der Einfluss des W/Z-Wertes auf die Kapillarporosität wird somit ausgerechnet an der Stelle, an der eine mögliche Einflussnahme am wünscheswertesten wäre, beträchtlich abgeschwächt.

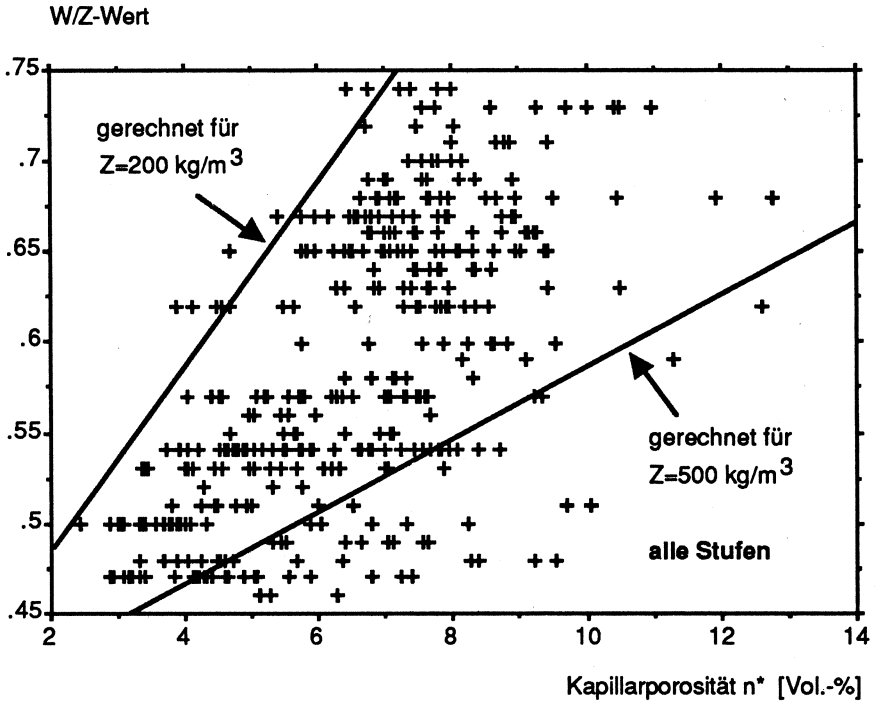


Bild 6.6: Korrelation zwischen W/Z-Wert und Kapillarporosität.

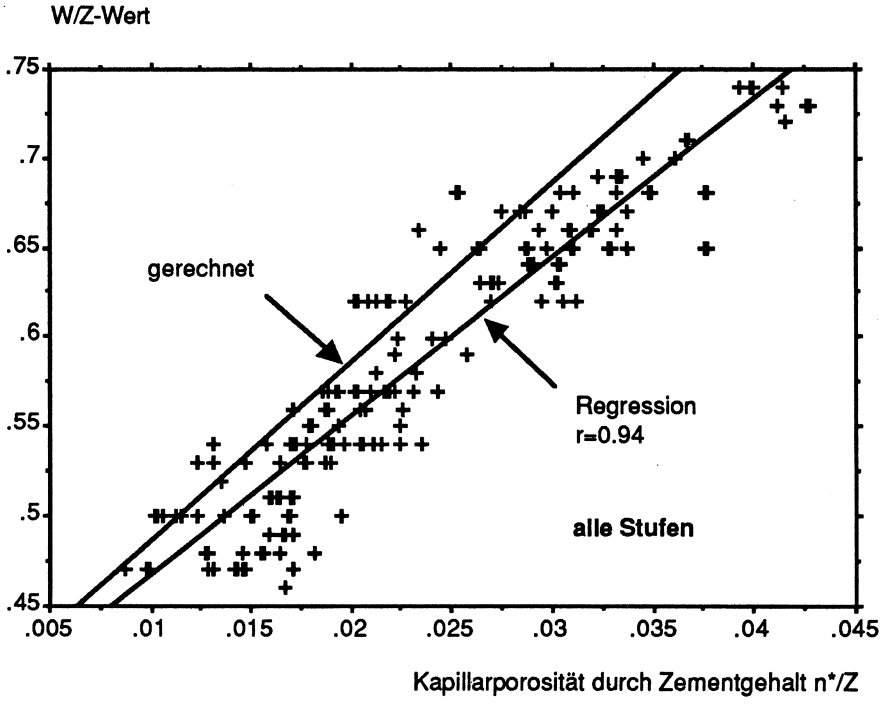


Bild 6.7: Einfluss des Zementgehaltes auf die Beziehung zwischen W/Z-Wert und Kapillarporosität.

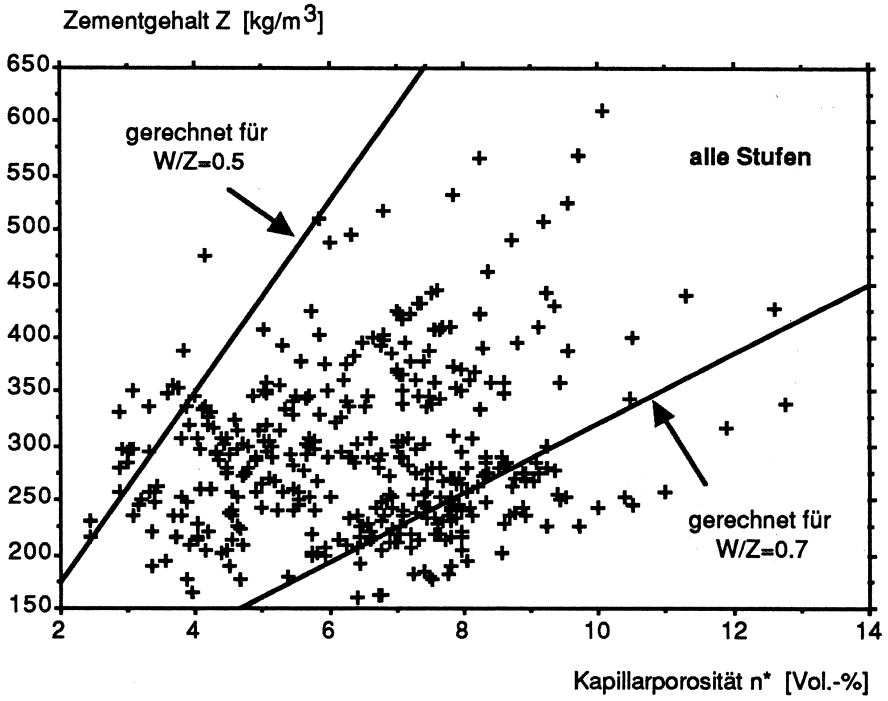


Bild 6.8: Korrelation zwischen Zementgehalt und Kapillarporosität.

Obenliegende Deckschichten sind in Ihrer Natur, unabhängig vom W/Z-Wert, immer viel poröser als der darunterliegende Kernbeton.

⇒ Die Einhaltung eines möglichst niedrigen W/Z-Wertes garantiert zwar eine geringe Kapillarporosität im Kernbeton, die Qualität der für die Dauerhaftigkeit wesentlichen Elemente, der Betondeckschichten, wird dadurch jedoch nur in geringem Masse beeinflusst. Eine wirkungsvolle Nachbehandlung steht daher um so mehr im Vordergrund.

Als Abschluss dieser Ausführungen sei noch Bild 6.9 angefügt, das den gesetzmässig bestehenden Zusammenhang zwischen Zementgehalt Z und Gelporosität U_{50} darstellt. Eingezeichnet ist, nebst der sich ergebenden Regressionsgeraden (r=0.84), die wiederum aus dem Formalismus der Tabelle 3.2 abgeleitete Beziehung (α=1):

$$U_{50} = 0.198 \cdot \alpha \cdot Z \cdot 0.1$$

Die gute Uebereinstimmung lässt wiederum auf die Qualität der theoretischen Betrachtung schliessen.

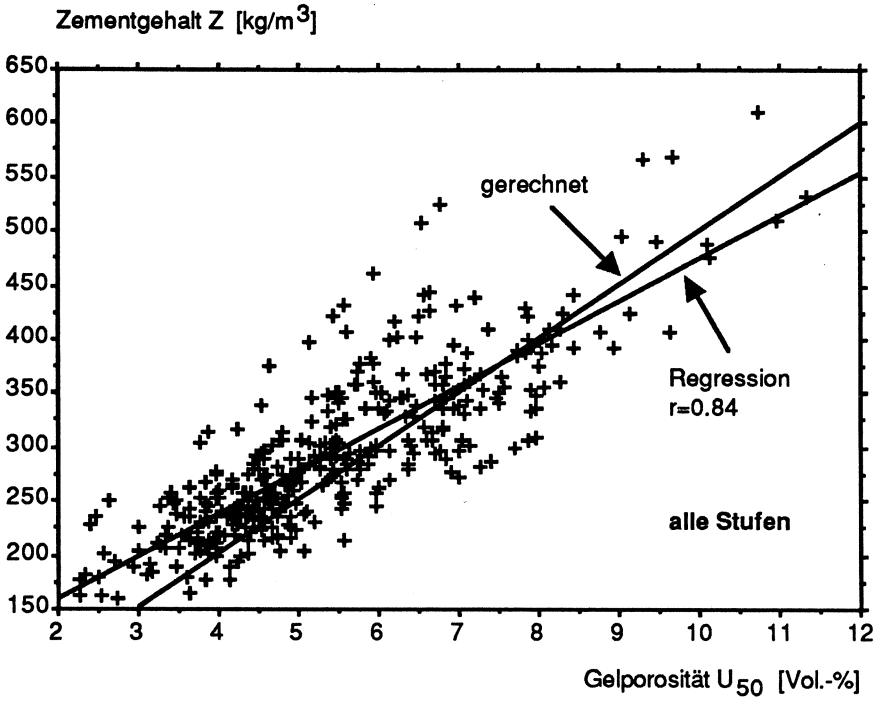


Bild 6.9: Korrelation zwischen Zementgehalt und Gelporosität.

6.1.2. SEKUNDAERPARAMETER OBERFLAECHENLAGE

6.1.2.A TIEFENPROFILE

- Allgemeine Bemerkungen

Im folgenden sind die gemessenen Tiefenprofile für die Materialkennwerte Porosität, Trockenrohdichte und Zementgehalt aufgetragen. Bei der Porosität werden nur die am meisten interessierenden Profile für die Gesamtporosität und die Kapillarporosität aufgeführt. Die Profile für die Gelporosität verlaufen jeweils analog, beim Verlauf des Luftporengehaltes konnte keine Gesetzmässigkeit festgestellt werden.

Grundsätzlich wird unterschieden zwischen Vertikal- und Horizontalprofilen. Vertikalprofile zeigen die Tiefenprofile durch horizontal liegende Platten, wie Fahrbahnplatten oder untere Kastenplatten. Es erfolgt eine Gliederung in "Deckbeton oben" (Stufe 1: 0-5 mm, Stufe 2: 5-30 mm), "Kernbeton oben" (Stufe 3: 30-80 mm), "Kernbeton unten" (Stufe 3), "Deckbeton unten" (Stufe 2 und 1).
Horizontalprofile verlaufen generell durch vertikale Stege oder Querträger. Die Gliederung erfolgt hier in "Deckbeton links" (Stufe 1 und 2), "Kernbeton links" (Stufe 3), "Kernbeton rechts" (Stufe 3), "Deckbeton rechts" (Stufe 2 und 1, vgl. auch Bild 4.8).
Tiefenprofile bei schiefen Oberflächen konnten nur im Rahmen der Untersuchung der Kanalbrücke Tripolis, welche mit 55° geneigte Stege aufweist, für eben diese Schiefe systematisch untersucht werden.

Quantitativ wird für jede Tiefenstufe der gemessene Mittelwert und die einfache Standardabweichung ausgewiesen und mit dem in Kapitel 5.1. dargestellten "Klammersymbol" graphisch dargestellt. Die dadurch entstehende obere Grenze im Verlauf der Tiefenprofile entspricht somit jeweils der 85%-Fraktile.

- Horizontale Oberflächen - Vertikalprofile

Bild 6.10 zeigt das Vertikalprofil für die Gesamtporosität n. Es ist, ausgehend von einer maximalen Porosität in der obenliegenden, horizontalen Deckschicht, eine stetige Abnahme der Porosität bis zur untenliegenden, ebenfalls horizontalen Deckschicht festzustellen. Analog dazu ist der in Bild 6.11 dargestellte Verlauf der Kapillarporosität n^*. Die für die Dauerhaftigkeit massgebende Deckschichtqualität weist somit horizontal obenliegend eine maximale, entsprechend untenliegend eine minimale Porosität auf.

Genau umgekehrt verläuft das in Bild 6.12 aufgezeigte Vertikalprofil der Trockenrohdichte ρ_{R105}, die ja gemäss Bild 6.1 direkt mit der Gesamtporosität korreliert ist. OK Beton ist die Trockenrohdichte am kleinsten, UK Beton am grössten. In diesem Sinne ebenfalls gesetzmässig ist schlussendlich der Verlauf des in Bild 6.13 dargestellten Zementgehaltes Z. Da, gemäss Kapitel 4.2.3.F, von einem über das Tiefenprofil konstanten W/Z-Wert ausgegangen wird, muss, gemäss der in Kapitel 6.1.1. dargestellten Ausführungen, der Verlauf des Zementgehaltes mit demjenigen der Kapillarporosität übereinstimmen, was durch die vorliegenden Messungen bestätigt wird.

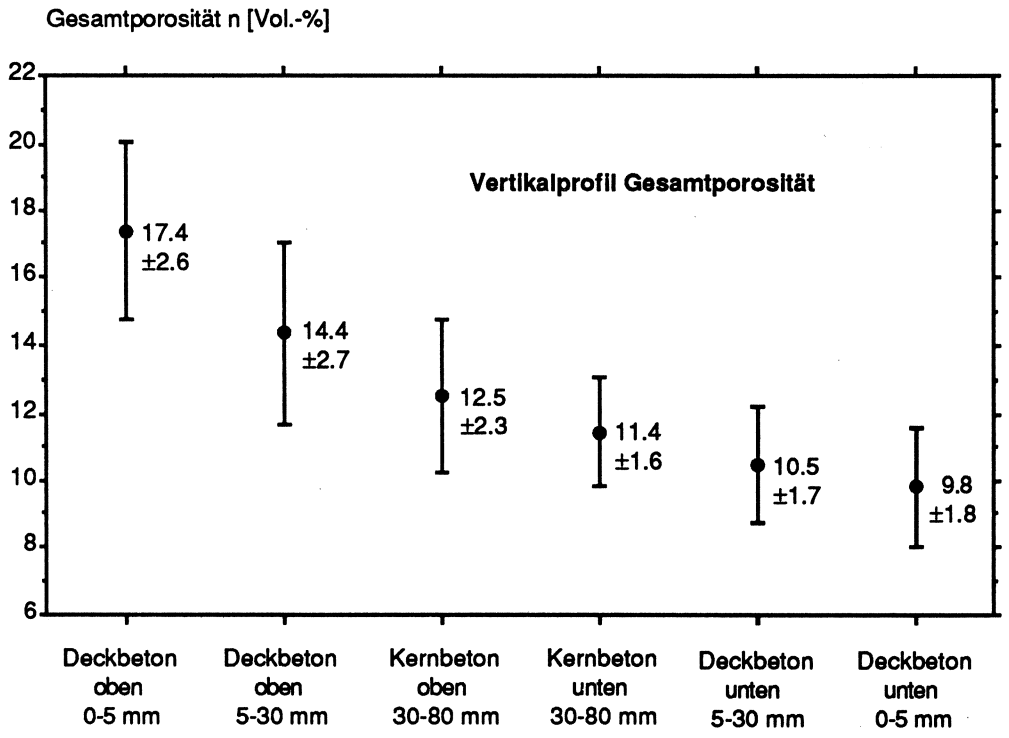


Bild 6.10: Vertikalprofil Gesamtporosität.

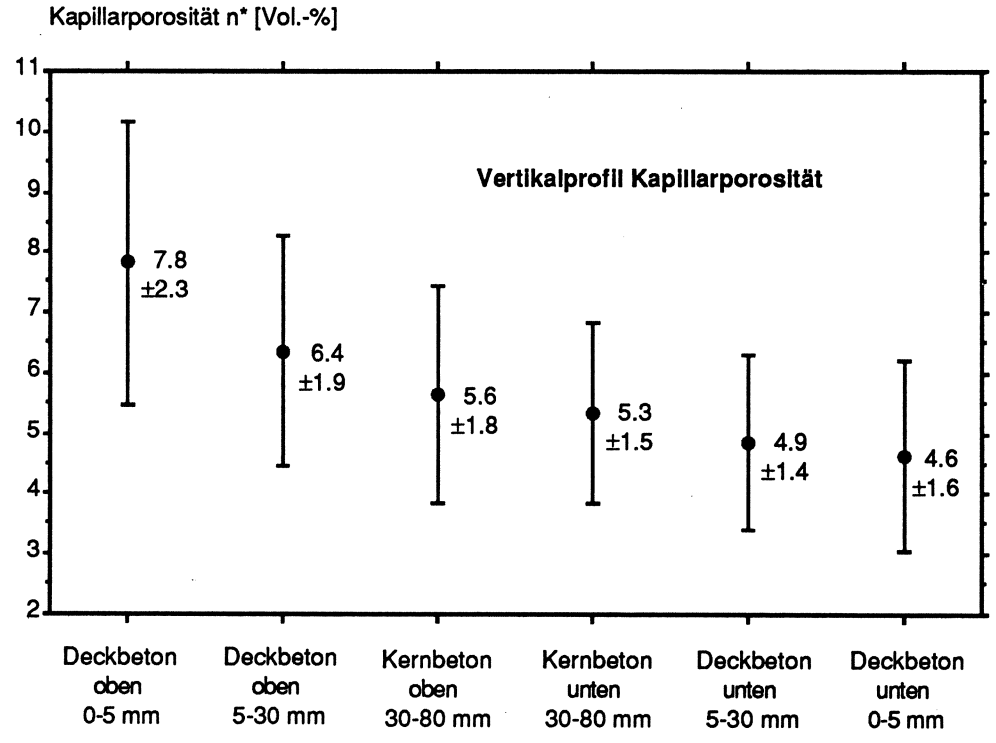


Bild 6.11: Vertikalprofil Kapillarporosität.

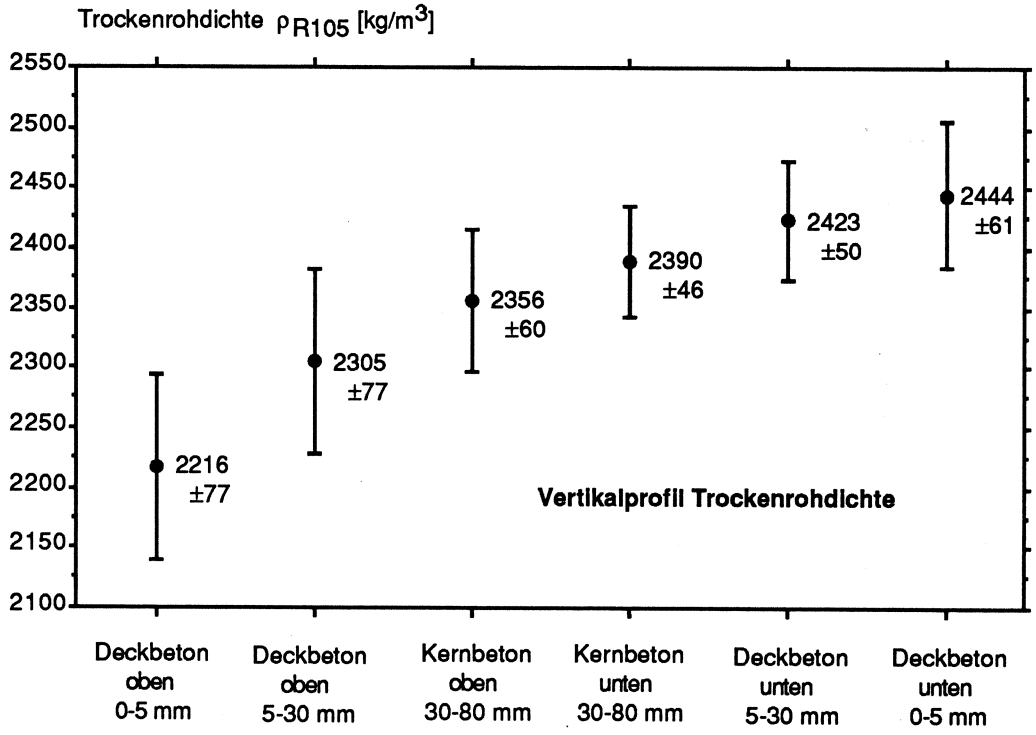


Bild 6.12: Vertikalprofil Trockenrohdichte.

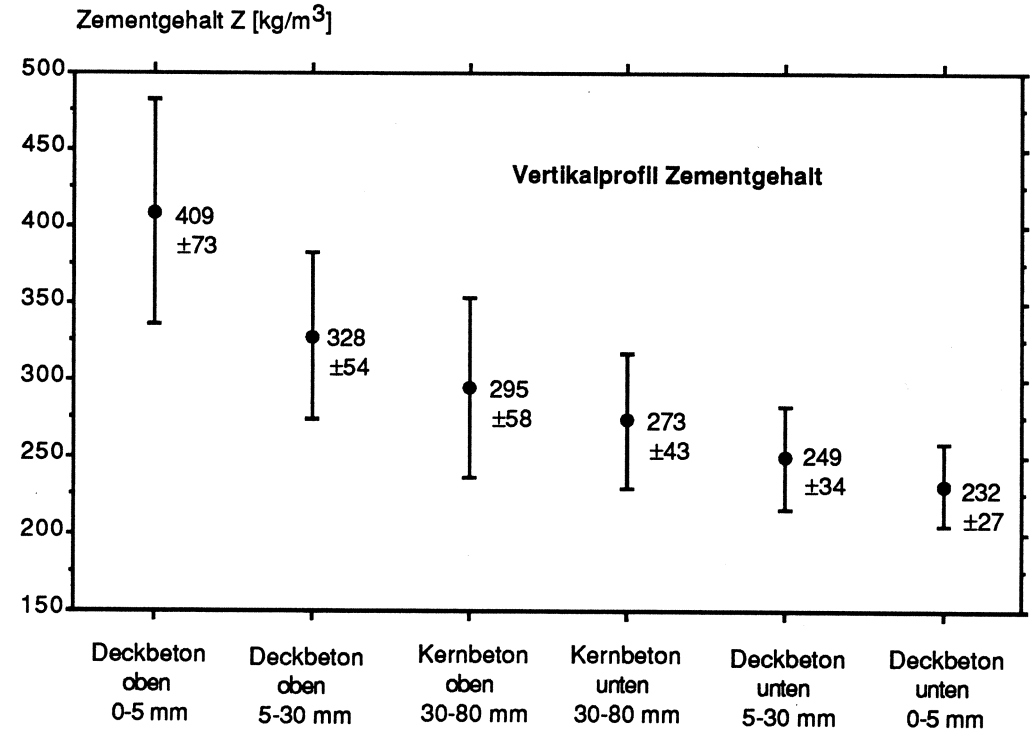


Bild 6.13: Vertikalprofil Zementgehalt.

Erklärt werden diese charakteristischen Vertikalprofile hauptsächlich durch die natürliche Entmischung von Zementleim, sowie feinem und grobem Zuschlag während der Betonverarbeitung. Der Zementleim hat, gefördert durch die Verdichtungsarbeit, die Tendenz nach oben zu steigen, die grossen Zuschlagskörner setzten sich. Es entsteht somit, wie bereits in Kapitel 6.1.1. ausgeführt, eine sehr zementreiche und somit poröse, obenliegende Deckschicht. Der effektive Zementgehalt kann hier das doppelte der generellen Zementdosierung erreichen.

Im Bereich der unteren Deckschicht tritt der sogenannte ***horizontale Schalungseffekt*** auf. Die sich setzenden, vor allem grösseren Zuschlagskörner konzentrieren sich, auf der Schalung aufliegend, in der unteren Deckschicht. Es entsteht hier ein dichtes Gefüge mit einem grossen Zuschlags- und einem kleinen Zementgehalt. Durch die meist eher plattige Form der grossen Zuschlagskörner, die sich dadurch entsprechend horizontal ausrichten, wird dieser Effekt noch verstärkt (vgl. Bild 6.21).

- Vertikale Oberflächen - Horizontalprofile

In Bild 6.14 ist das Horizontalprofil der Gesamtporosität n, in Bild 6.15 der analoge Verlauf der Kapillarporosität n^* dargestellt. Ebenfalls analog, respektive wiederum gesetzmässig ist der zugehörige, in Bild 6.16 und 6.17 aufgezeigte Verlauf von Trockenrohdichte ρ_{R105} und Zementgehalt Z.

Klar zu erkennen ist hier der bereits in Kapitel 4.2.1. und 4.2.3.E erwähnte und in Bild 6.21 dargestellte, diesmal durch eine vertikale Schalung bedingte, ***vertikale Schalungseffekt***. Die grossen Zuschlagskörner stehen an der vertikalen Schalung an. Dies führt im Bereich der Deckschicht, Stufe 2 (5-30 mm), zu einer maximalen Trockenrohdichte und entsprechend zu einer minimalen Porosität und einem minimalen Zementgehalt. Im Deckschichtbereich Stufe 1 (0-5 mm) hingegen nimmt die Trockenrohdichte wieder ab, die Porosität und der Zementgehalt nehmen zu. Hier unterscheidet sich der vertikale vom horizontalen Schalungseffekt, bei dem die Trockenrohdichte wieder zunimmt. Verursacht wird dieses unterschiedliche Verhalten durch die bereits erwähnte, spezielle Anordnung der plattigen Körner, deren Anteil im horizontal untenliegenden Deckschichtbereich der Stufe 1 dadurch grösser ist als im entsprechend vertikalen Deckschichtbereich (vgl. Bild 6.21).

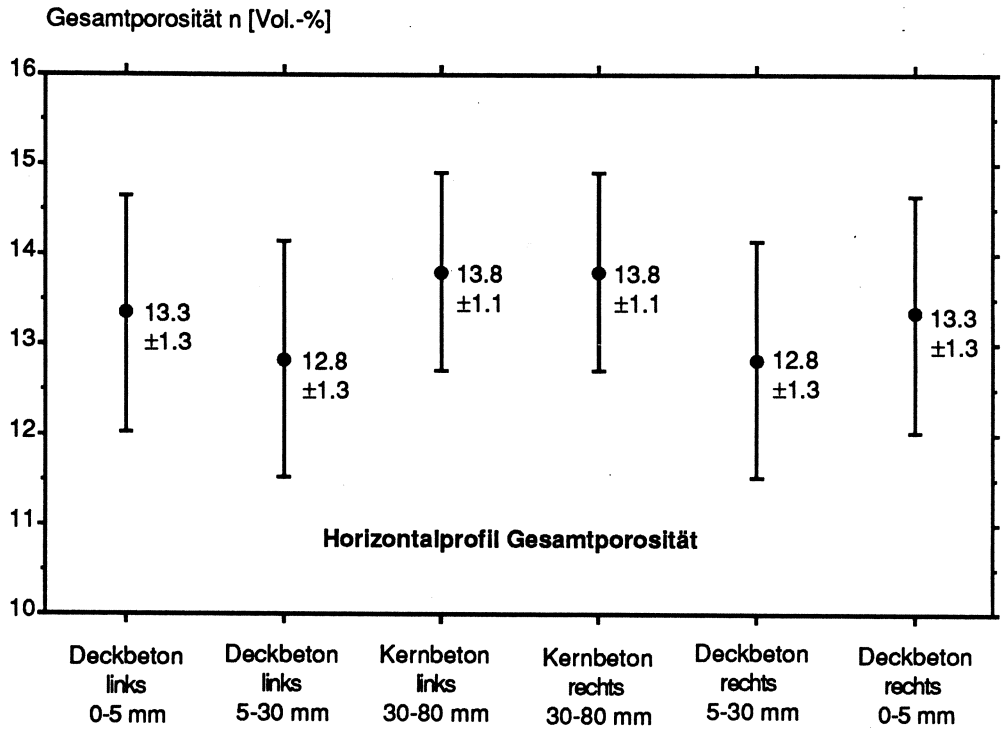


Bild 6.14: Horizontalprofil Gesamtporosität (symmetrisch ergänzt).

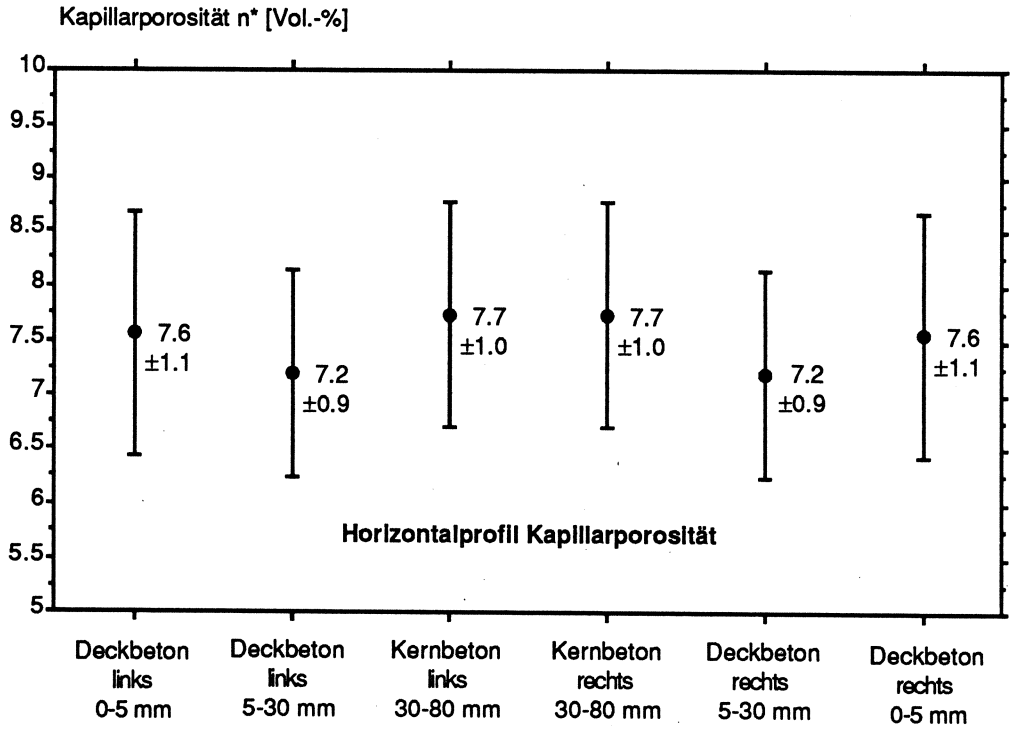


Bild 6.15: Horizontalprofil Kapillarporosität (symmetrisch ergänzt).

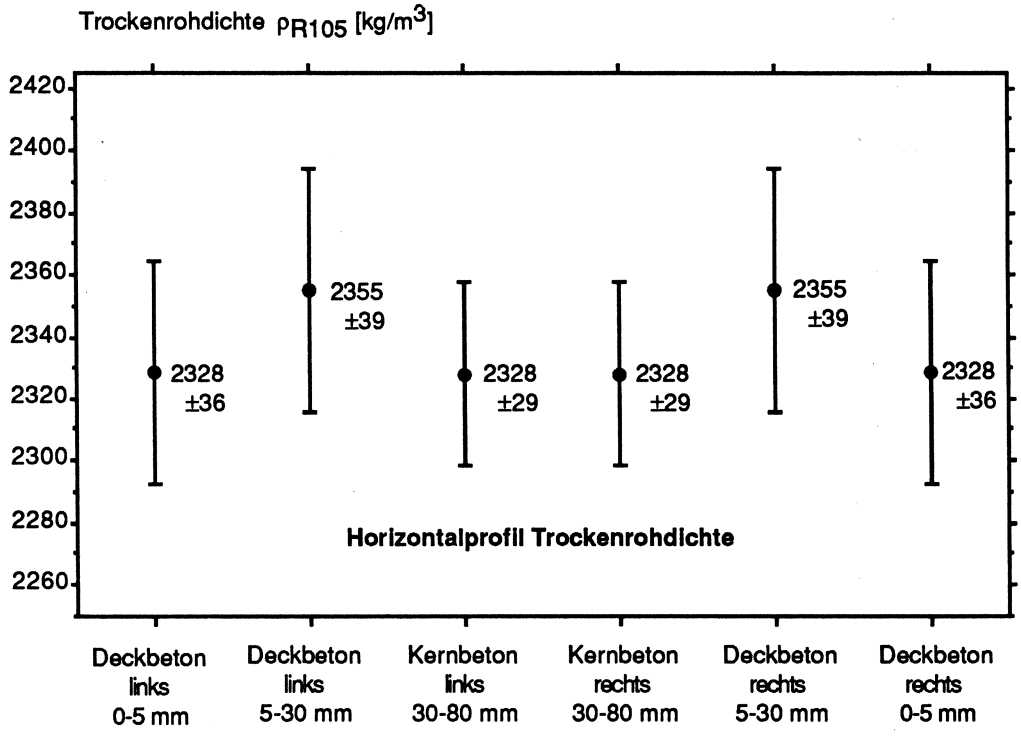


Bild 6.16: Horizontalprofil Trockenrohdichte (symmetrisch ergänzt).

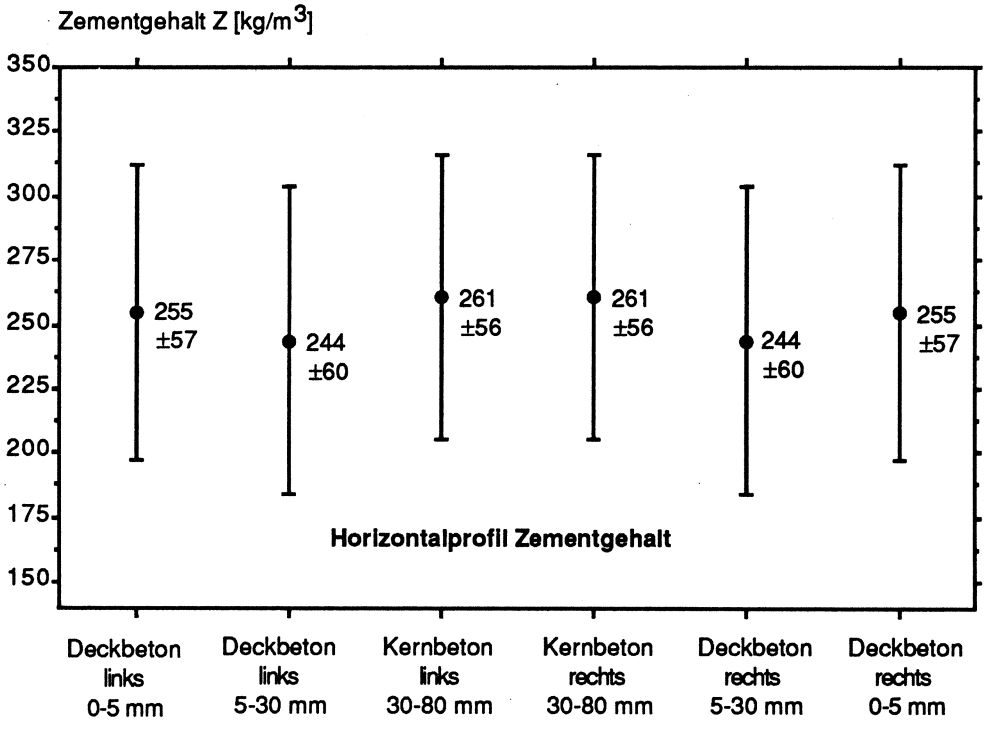


Bild 6.17: Horizontalprofil Zementgehalt (symmetrisch ergänzt).

- *Schiefe Oberflächen - Tiefenprofile*

Bei schiefen Oberflächen, wie dies bei geneigten Stegen der Fall ist, wäre die Kenntnis der Grenzneigung von Interesse, bei der das entsprechende Tiefenprofil vom charakteristischen vertikalen zum charakteristischen horizontalen Verlauf umschlägt. Aufgrund der vorliegenden Untersuchungsergebnisse kann hier nur angefügt werden, dass bei einer Stegneigung von 55° zur Horizontalen immer noch die Charakteristik des Vertikalprofils vorherrscht, wie dies Bild 6.18 für die Gesamtporosität *n* zeigt. Das Profil verläuft dabei senkrecht zur geneigten Oberfläche.

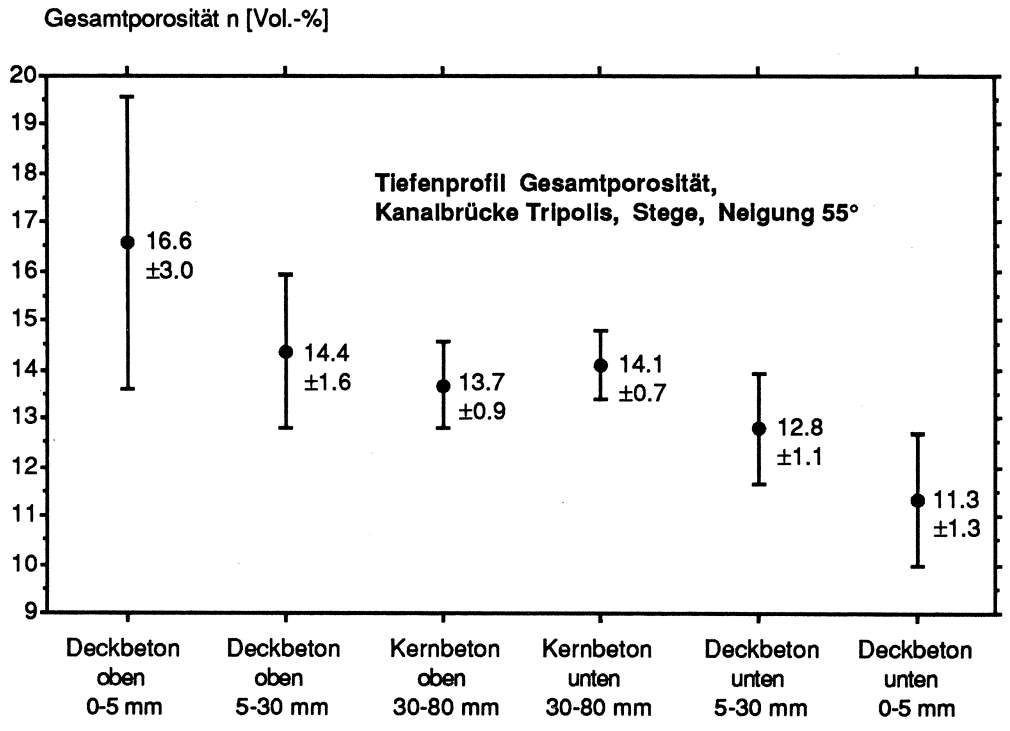


Bild 6.18: Tiefenprofil Gesamtporosität, Kanalbrücke Tripolis, Stege, Neigung 55°.

- *Schlussfolgerungen*

Aufgrund der gemessenen Tiefenprofile der Porosität kann für die bezüglich Dauerhaftigkeit massgebenden Betondeckschichten gefolgert werden, dass diese bei horizontal obenliegender Oberfläche viel poröser sind als der Kernbeton, bei vertikaler Oberfläche im Mittel ungefähr gleich und bei horizontal untenliegender Oberfläche viel weniger porös sind als der Kernbeton.

⇒ Im weiteren muss klar betont werden, dass die Porosität aller Deckschichten massgeblich durch Entmischungserscheinungen und Schalungseffekte und weniger durch den W/Z-Wert beeinflusst wird. Einmal mehr sei deshalb erwähnt, dass eine wirkungsvolle, d.h. eine vollständig hydratisierte Deckschicht bewirkende Nachbehandlung von grösster Bedeutung ist.

6.1.2.B ANISOTROPIE DES PORENSYSTEMS

Bild 6.19 zeigt die Tiefenprofile für die Steighöhe nach 3 Stunden. Im linken Bildteil ist das Vertikalprofil, rechts das Horizontalprofil bis in Stegmitte (symmetrisches Profil) dargestellt. Bei beiden Tiefenprofilen fehlt die Stufe 1 (0-5 mm) der Deckschicht, bei der ja die Steighöhe, infolge der zu geringen Probenhöhe, nicht gemessen werden konnte.

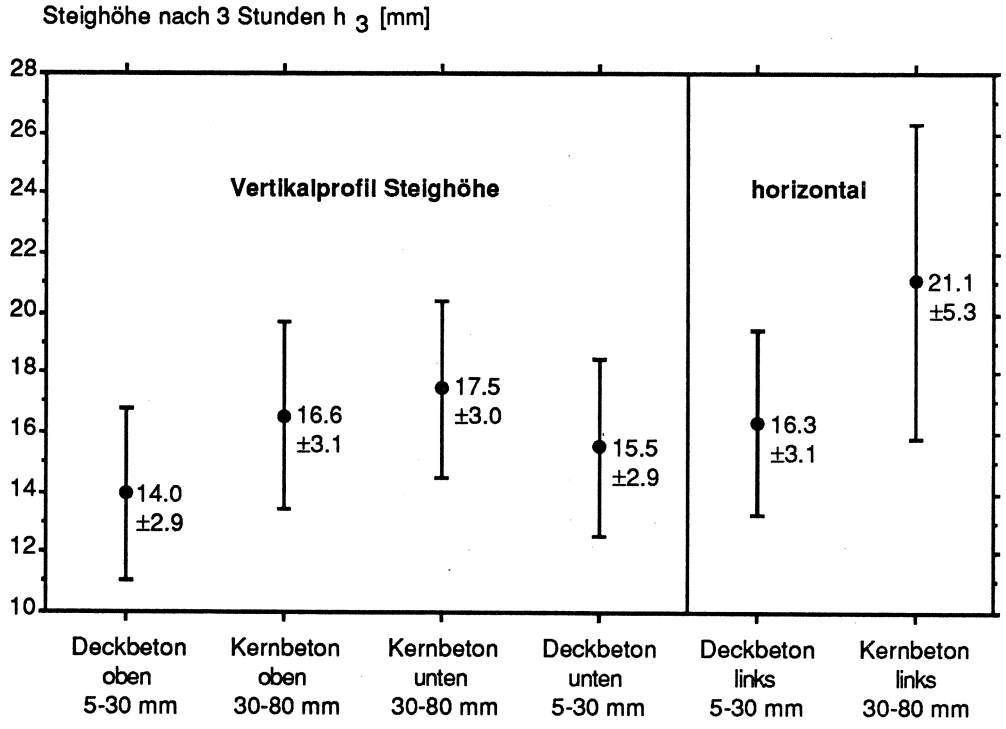


Bild 6.19: Tiefenprofile der Steighöhe nach 3 Stunden.

Als erstes ist festzustellen, dass insbesondere im Kernbeton, aber auch in der Deckschicht, in horizontaler Richtung eine wesentlich höhere Steighöhe besteht als in vertikaler Richtung. Es liegt hier eine eindeutige ***Anisotropie*** in der kapillaren Saugkraft des Betons vor, die in horizontaler Richtung wesentlich ausgeprägter ist. Erklärt werden kann dies durch den sogenannten ***Setzungseffekt*** (vgl. Bild 6.20). Während der Betonverarbeitung treten durch Entmischungserscheinungen differentielle Setzungen zwischen Zementleim und Zuschlag auf. Dies ist insbesondere im Zementleim selbst unter den bereits das Korngerüst bildenen Zuschlagskörnern der Fall. Es findet hier eine Entmischung von Zement und Wasser statt, was eine Zunahme des W/Z-Wertes unmittelbar in der Grenzschicht unter den Körnern bewirkt. Eine Zone erhöhter Porosität ist die Folge. Durch diese horizontal liegenden "Kanäle" unter den Zuschlagskörnern wird der Wassertransport in horizontaler Richtung stark begünstigt. Dieser Setzungseffekt wurde unter anderem auch in [10] festgestellt (vgl. nachfolgendes Kapitel 6.1.2.C). In der Deckschicht ist dieser Effekt weniger ausgeprägt als im Kernbeton. Dies kann durch den hier auftretenden ***Schalungseffekt*** erklärt werden (vgl. Bild 6.21). Im vertikalen Deckschichtbereich tritt eine Konzentration der grossen Zuschlagskörner auf, die an der Schalung anstehen. Entsprechend ist dies ein Bereich mit allgemein reduzierter Porosität.

Die zweite Feststellung ergibt sich aus dem Vergleich von Bild 6.11 (Vertikalprofil der Kapillarporosität) und Bild 6.19 (Vertikalprofil der Steighöhe). Der Verlauf der Kapillarporosität sollte eigentlich, gemäss Theorie vom Wassertransport im Zementstein, mit demjenigen der eben durch Kapillarwirkung verursachten Steighöhe korreliert sein.

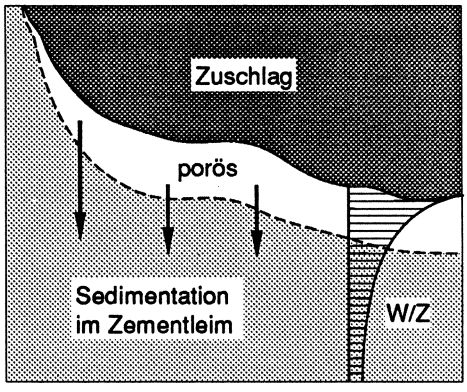


Bild 6.20: Setzungseffekt.

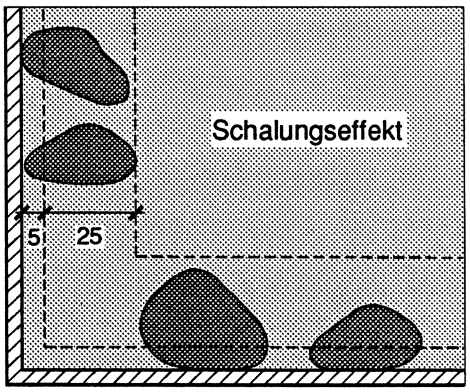


Bild 6.21: Schalungseffekt.

Die Messungen ergaben jedoch überraschenderweise ein völlig gegenteiliges Bild. Im Bereich der grössten Kapillarporosität (Deckschicht oben) wurde die kleinste Steighöhe gemessen. Eine allgemeine Gegenüberstellung von Steighöhe und Kapillarporosität in Bild 6.22 ergibt eine nur äusserst schwache Korrelation zwischen diesen Grössen ($r \approx 0.4$). Bei der Beziehung Steighöhe - W/Z-Wert zeigt sich ein ähnliches Bild (vgl. Bild 6.23). Bis zu einem W/Z-Wert von ca. 0.55 besteht keinerlei Korrelation. Offenbar sind für die Steighöhe, respektive die Wasseraufnahme, die vorhandene Kapillarporosität, oder gar der W/Z-Wert allein, nicht die massgebenden Parameter.
Betrachtet man die Beziehung Steighöhe - Kapillarporosität nur in der horizontal obenliegenden, zementreicheren Deckschicht, ergibt sich eine bessere Abhängigkeit ($r=0.52$), wie dies Bild 6.24 zeigt. Die Theorie vom kapillaren Wassertransport im Zementstein trifft hier eher zu.
Dieselbe Beziehung, aufgetragen im gut abgestuften, grösstkornreichen Kernbeton, ergibt hingegen keine Korrelation (vgl. Bild 6.25, $r=0.03$). Die Wasseraufnahme steht hier in keinerlei Zusammenhang zur Kapillarporosität oder zum W/Z-Wert! Die Steighöhe ist zudem mit 16.6 mm im Mittel um ca. 20% grösser als in der zementreichen Deckschicht mit 14.0 mm mittlerer Steighöhe (vgl. Bild 6.19).

⇒ ***Die Kornverteilung und das Grösstkorn beeinflussen offenbar die Steighöhe weit mehr als die Kapillarporosität oder der W/Z-Wert!***

Es ist bekannt, dass entlang den Korngrenzen der Zuschlagskörner eine Grenzschicht mit gegenüber dem Innern des Zementsteins erhöhter Porosität besteht. Gründe dafür sind im nachfolgenden Kapitel 6.1.2.C "Theoretischer Exkurs: Struktur der Korngrenzen" ausgeführt. Diese porösere Grenzschicht verläuft dabei rund um die Zuschlagskörner. Der vorangehend erwähnte Setzungseffekt, der eine erhöhte Porosität nur unter den Körnern zur Folge hat, ist dabei zusätzlich überlagert.

⇒ ***Die Messergebnisse werden erklärbar, wenn man davon ausgeht, dass der Wassertransport vorwiegend entlang diesen poröseren Korngrenzen stattfindet.***

Der Zementstein kann in diesem Sinne, bis zu einem W/Z-Wert von ca. 0.55, als "dicht" interpretiert werden. Man kann, in Analogie zu den "dichten" ***Gelbrücken*** beim Kapillartransport im reinen Zementstein, von ***Zementsteinbrücken*** im Beton sprechen, die den Transport entlang den Korngrenzen unterbrechen (vgl. Bild 6.26 und 6.27).

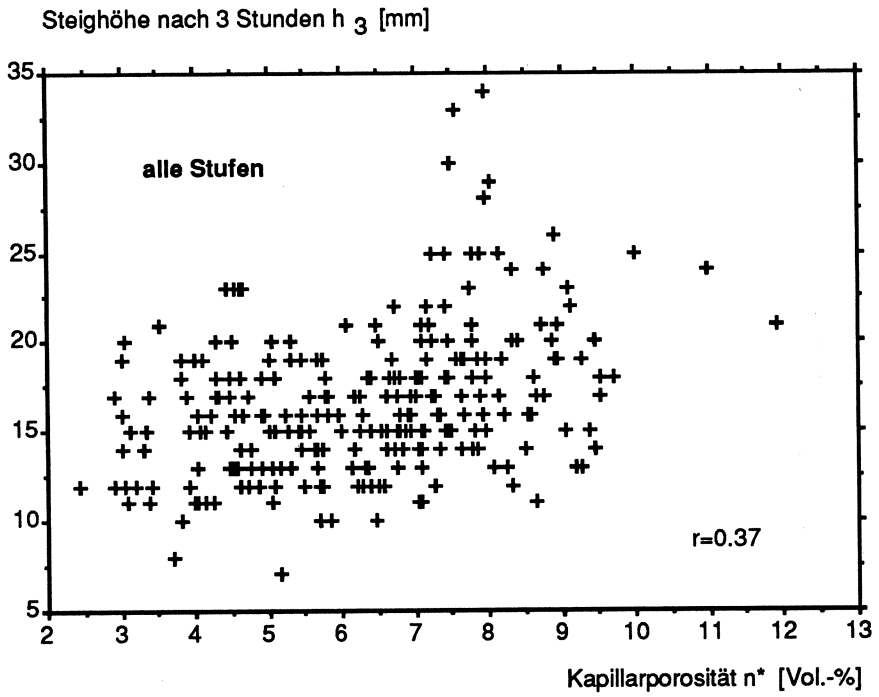


Bild 6.22: Korrelation zwischen Steighöhe und Kapillarporosität.

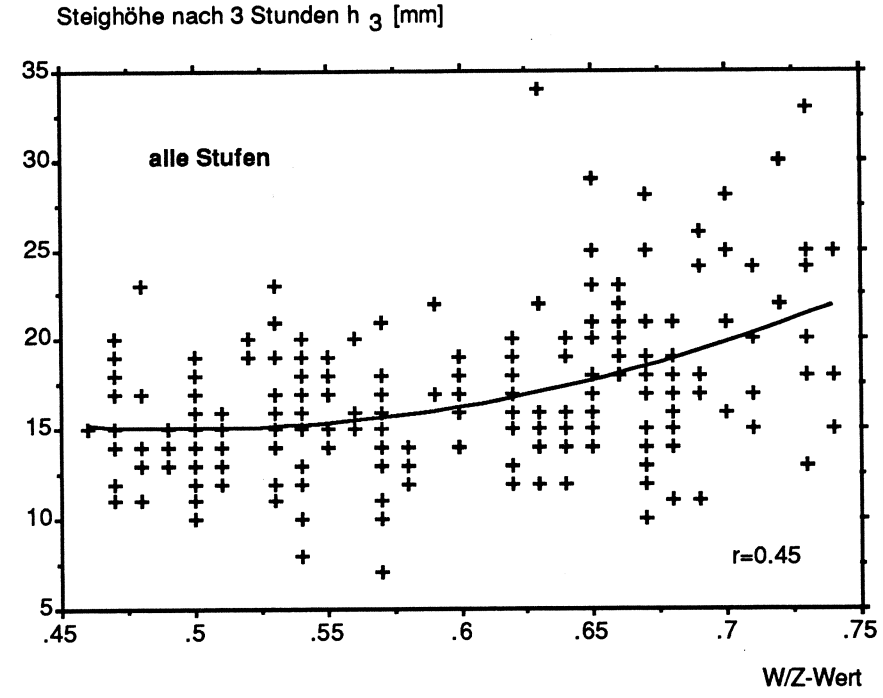


Bild 6.23: Korrelation zwischen Steighöhe und W/Z-Wert.

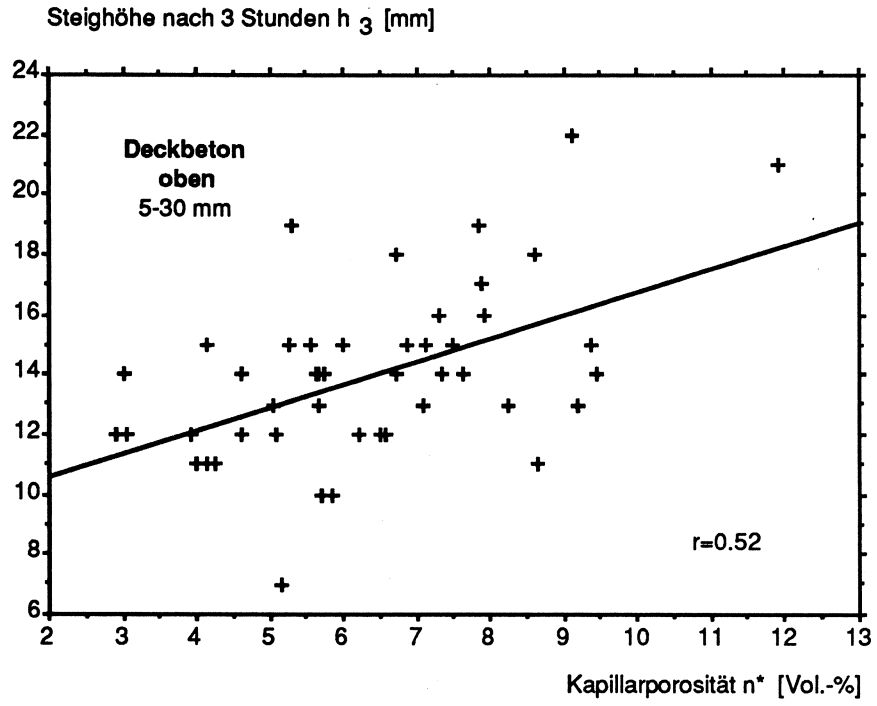


Bild 6.24: Korrelation zwischen Steighöhe und Kapillarporosität im Deckbeton oben.

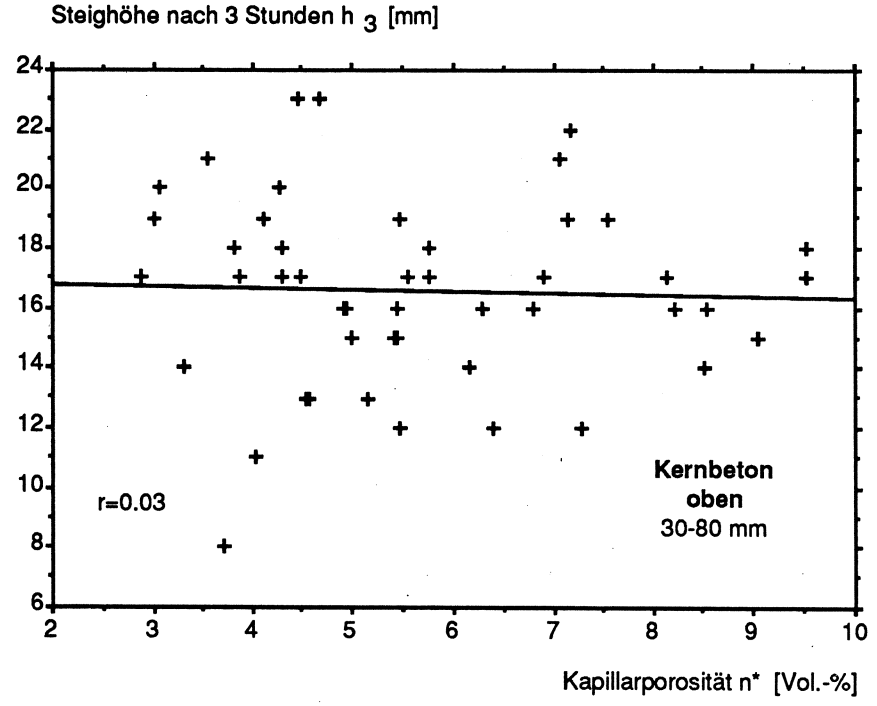


Bild 6.25: Korrelation zwischen Steighöhe und Kapillarporosität im Kernbeton.

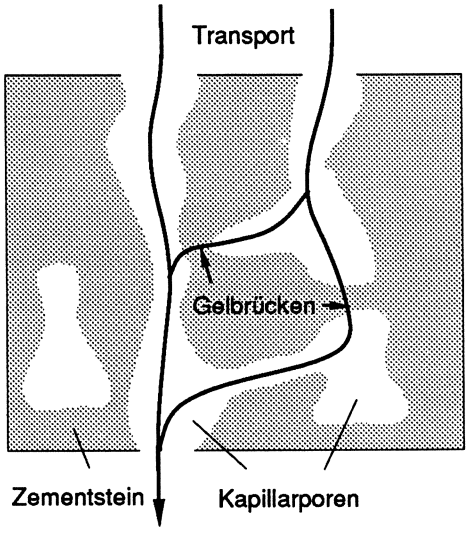


Bild 6.26: Transportmechanismus im Zementstein.

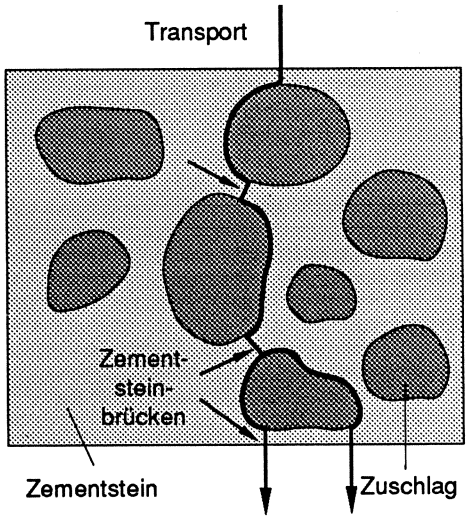


Bild 6.27: Transportmechanismus im Beton 0-32 mm.

Die Zementsteinbrücken können jedoch durch direkten Kornkontakt und durch körnerverbindende Mikrorisse umgangen werden, wie dies in Kapitel 6.1.2.C gezeigt wird. Der Transport entlang den Korngrenzen wird umso besser, je weniger durch Zementsteinbrücken bedingte "Umwege" erforderlich sind. Er ist somit direkt vom ***Grösstkorn*** abhängig.

Mit zunehmendem Grösstkorn-Durchmesser entstehen zusammenhängendere "Transportkanäle". Der Transport wird dabei mit zunehmendem Grösstkorn-Durchmesser immer unabhängiger von der Kapillarporosität insgesamt und somit vom W/Z-Wert an sich. Der W/Z-Wert beeinflusst hauptsächlich die Kapillarporosität der Zementsteinbrücken, welche global, verglichen mit der stark erhöhten Porosität entlang den Korngrenzen, bis zu einem Wert von ca. 0.55 als "dicht" betrachtet werden können. Mit grösserem W/Z-Wert jedoch, ab ca. W/Z=0.55, wird dann natürlich der immer poröser werdende Zementstein für den Transport vorherrschend.

Massgebend für den Transport ist somit insbesondere die Kornverteilung, welche durch das Grösstkorn und durch den Schalungs- und Setzungseffekt beeinflusst wird. Beim Schalungs- und Setzungseffekt handelt es sich dabei um charakteristische, vom W/Z-Wert nur bedingt abhängige, natürlichen Gesetzmässigkeiten gehorchende Entmischungserscheinungen.

Im Bereich der Deckschichten ist die Steighöhe allgemein kleiner als im Kernbeton. Bei der obenliegenden Deckschicht ist dies infolge des erwähnten vorherrschenden Transportes im Zementstein der Fall, in der untenliegenden und vertikalen Deckschicht wird dies durch die durch den Schalungseffekt bedingte, allgemein reduzierte Porosität verursacht, wie dies vorgängig beschrieben auch beim Setzungseffekt der Fall ist.

In Tabelle 6.1 sind vorherrschender Transportweg, Transportgeschwindigkeit und W/Z-Wert-Abhängigkeit dieser Grössen im reinen Zementstein und im Beton mit Grösstkorn 32 mm verdeutlicht:

Im Zementstein sind Kapillartransport und Diffusion im Porensystem vorherrschend. Bremsend wirken die Gelbrücken, welche die Kapillaren unterbrechen. Im Beton mit Grösstkorn 32 mm ist der Transport entlang den Korngrenzen vorherrschend, bremsend wirken die Zementsteinbrücken. Entsprechend ist die Transportgeschwindigkeit im reinen Zementstein klein, im Beton gross. Die W/Z-Abhängigkeit von vorherrschendem Transportweg und Transportgeschwindigkeit ist umgekehrt im Zementstein gross, im Beton eher klein. Im Beton steuert der W/Z-Wert nur die Dichtigkeit der Zementsteinbrücken. Nebst den Zementsteinbrücken erfolgt der Transport im Beton auch noch in der obenliegenden, zementreichen Deckschicht vorwiegend im Zementstein. Die Zusammensetzung dieser Deckschicht ist jedoch, bedingt durch die Entmischung während der Betonverarbeitung, wie bereits in Kapitel 6.1.1. gezeigt, ebenfalls praktisch unabhängig vom W/Z-Wert.

Tabelle 6.2 zeigt eine differenziertere Darstellung der beschriebenen Zusammenhänge. Aufgezeigt werden vorherrschender Transportweg und Transportgeschwindigeit in den unterschiedlichen Deckschicht- und Kernbetonbereichen/-richtungen (vgl. dazu Bild 6.19).

	ZEMENTSTEIN	**BETON (0-32)**
VORHERRSCHENDER TRANSPORTWEG	KAPILLARTRANSPORT (CL^-) DIFFUSION (CO_2) GELBRUECKEN	ENTLANG KORNGRENZEN ZEMENTSTEINBRUECKEN
TRANSPORT-GESCHWINDIGKEIT	KLEIN	GROSS
W/Z-ABHAENGIGKEIT	GROSS	KLEIN

Tab. 6.1: Vorherrschender Transportmechanismus im Zementstein und im Beton mit Grösstkorn-Durchmesser 32 mm.

In der obenliegenden Deckschicht ist der langsame Transport im Zementstein vorherrschend. Dies ist ein sehr glücklicher Umstand betreffend eindringender Chloride in Brücken-Fahrbahnplatten im Kontaktwasserbereich. In der untenliegenden Deckschicht erfolgt der Transport vorwiegend entlang den Korngrenzen. Die Transportgeschwindigkeit wird durch den Schalungseffekt gebremst. In der seitlichen, vertikalen Deckschicht herrscht wiederum Korngrenzentransport vor, gebremst durch den Schalungseffekt, gefördert jedoch durch den Setzungseffekt.
Im Kernbeton verläuft der vorherrschende Transportweg entlang den Korngrenzen. In horizontaler Richtung besteht dabei, verursacht durch den Setzungseffekt, die absolut grösste Transportgeschwindigkeit.

BEREICH	VORHERRSCHENDER TRANSPORTWEG	TRANSPORT-GESCHWINDIGKEIT
DECKSCHICHT		
OBEN	TRANSPORT IM ZEMENTSTEIN	KLEIN
UNTEN	ENTLANG KORNGRENZEN SCHALUNGSEFFEKT ↓	MITTEL
SEITLICH	ENTLANG KORNGRENZEN SCHALUNGSEFFEKT ↓ SETZUNGSEFFEKT ↑	GROSS
KERNBETON		
VERTIKAL	ENTLANG KORNGRENZEN	GROSS
HORIZONTAL	ENTLANG KORNGRENZEN SETZUNGSEFFEKT ↑	SEHR GROSS

Tab 6.2: Vorherrschender Transportmechanismus in der Deckschicht und im Kernbeton.

In Bild 6.28 ist die Transportgeschwindigkeit, respektive die Transportmenge, beides zusammengefasst unter "Transport", in Abhängigkeit vom Grösstkorn-Durchmesser, qualitativ aufgetragen.

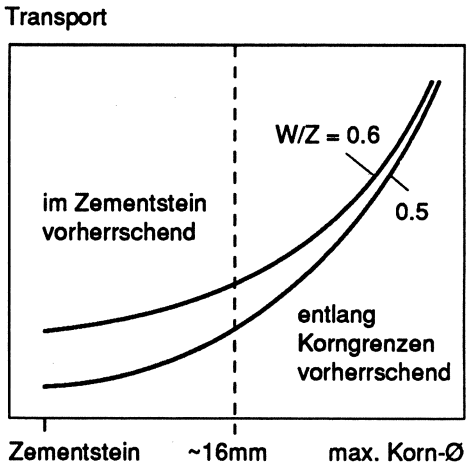


Bild 6.28: Transportmechanismus in Abhängigkeit vom Grösstkorn.

Bis zu einem Grösstkorn von ca. 16 mm ist der Transport im Zementstein vorherrschend. Dieser ist stark W/Z-abhängig. Mit zunehmendem Grösstkorn wird der Transport immer W/Z-unabhängiger und erfolgt zunehmend entlang den Korngrenzen.

⇒ Bei Grösstkorn-Durchmesser 32 mm herrscht der nur noch bedingt W/Z-abhängige Transport entlang den Korngrenzen vor. Mit dem W/Z-Wert allein kann weder die Porosität der Deckschichten, noch die Eindringgeschwindigkeit von Schadstoffen, sei dies CO_2 durch Diffusion oder Chlorid durch Kapillartransport, massgebend beeinflusst werden. Ebenso wichtig für den Transport sind Grösstkorn und Kornverteilung (Schalungs- und Setzungseffekt).

Im nachfolgenden Kapitel 6.1.2.C sind Auszüge aus Forschungsarbeiten wiedergegeben, welche die dargestellte Theorie nachhaltig unterstützen.

Abschliessend sei bemerkt, dass der Entschluss, eine Untersuchung an *bestehenden, alten Bauwerken* durchzuführen, sehr vorteilhaft war, weil dadurch der massgebende Einfluss des Grösstkornes mit Durchmesser 32 mm und der vollständigen Hydratation erfasst wurde. Entsprechende Laborversuche werden, meist bedingt durch die beschränkten Probekörper-Abmessungen, nur mit Grösstkorn bis maximal 16 mm Durchmesser durchgeführt. Oft wird auch nur ein Zementmörtel verwendet. Infolge des meist zu geringen Hydratationsgrades treten die beschriebenen Effekte zudem nicht auf. Viele dieser Resultate sind somit für die Vorgänge im eigentlichen Bauwerkbeton nicht aussagekräftig.

6.1.2.C THEORETISCHER EXKURS: STRUKTUR DER KORNGRENZEN

- BISHERIGE FORSCHUNGSERGEBNISSE

Bereits 1935 wurde anhand von Untersuchungen an Staumauerbeton (Laborbeton) festgestellt, dass die Durchlässigkeit des Betons stark vom verwendeten Grösstkorn abhängt ([26], vgl. Bild 6.29). Für ein Grösstkorn $ø_{max}$=38 mm wurde, gegenüber reinem Zementstein, ein rund 10 mal grösserer Durchlässigkeitskoeffizient nach Darcy ermittelt. Im Widerspruch zur vorliegenden Untersuchung wurde eine starke W/Z-Abhängigkeit des Durchlässigkeitskoeffizienten gemessen. Warum sich diese Abhängikeit mit zunehmendem Korndurchmesser in extremer Weise vergrössert, also ein Vielfaches der Zunahme im reinen Zementstein beträgt, lässt sich aus den verfügbaren Unterlagen nicht erklären. Die Parameter-Konstellationen dieser Laborversuche liegen nicht im Detail vor.

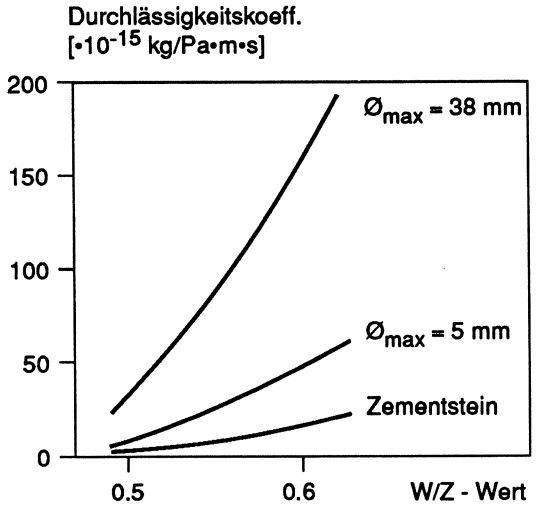


Bild 6.29: Einfluss des Grösstkorns auf die Durchlässigkeit nach Darcy [26].

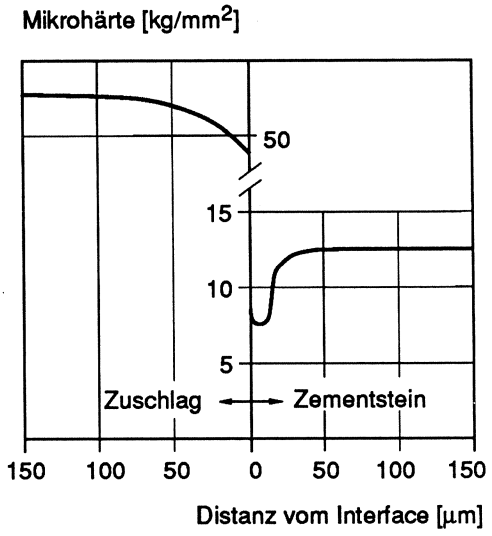


Bild 6.30: Mikrohärte in der Grenzschicht nach [13].

1962 untersuchte man in [13] die Mikrohärte im Uebergangsbereich von Zuschlag und Zementstein. Es wurde ein deutlicher Abfall in der Grenzschicht festgestellt, was auf eine hohe Porosität in dieser schliessen lässt (vgl. Bild 6.30).

1977 wurde im Rahmen von Zugfestigkeitsuntersuchungen die Kontaktzone zwischen Zuschlag und Zementstein mittels Elektronenmikroskop- und Röntgenanalyse untersucht [23].

Die Kontaktzone besteht demnach aus drei Schichten, der Kontakt-, der Zwischen- und der Uebergangsschicht (vgl. Bild 6.31).

Die Kontaktschicht, mit einer Dicke von 2-3 µm, grenzt unmittelbar an den Zuschlag und besteht aus hexagonalen $Ca(OH)_2$-Kristallplättchen, die parallel zur Zuschlagsoberfläche angeordnet sind und optisch eine relativ dichtere Schicht bilden.

An die Kontaktschicht grenzt eine 5-10 µm dicke Zwischenschicht. Sie ist ebenfalls mehrheitlich aus $Ca(OH)_2$-Kristallen aufgebaut. Diese sind jedoch nicht mehr parallel, sondern beliebig gerichtet und bilden mit den ersten, stäbchenförmigen CSH-Hydratationsprodukten eine hohlraumreiche, poröse Schicht, die auch für die Zugfestigkeit des Betons massgebend ist.

Die Zwischenschicht geht, mit zunehmender Verdichtung in einer Uebergangsschicht von ebenfalls 5-10 µm Dicke, schlussendlich in den Zementstein über.

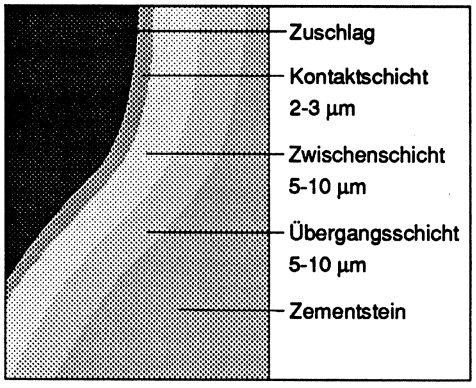


Bild 6.31: Kontaktzone zwischen Zuschlag und Zementstein nach [23].

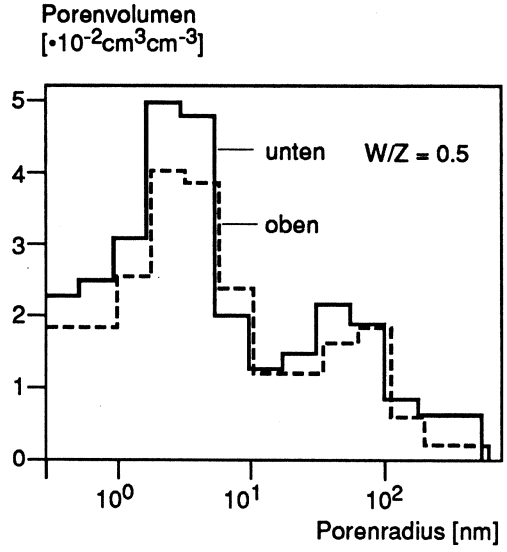
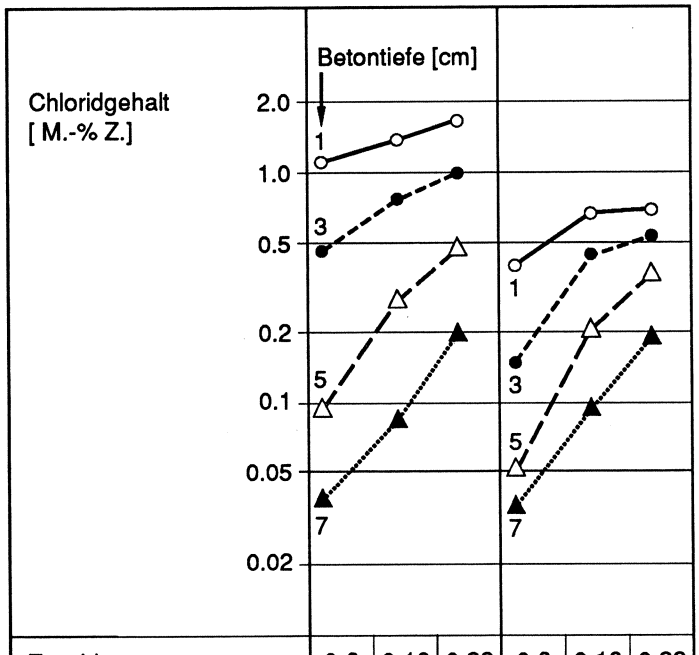


Bild 6.32: Porosität auf der Zuschlags-Ober- und -Unterseite [10].

1988 wurde anhand von Farbeindring- und Stereomikroskop-Untersuchungen festgestellt, dass die Kontaktzone unter Zuschlagskörnern wesentlich poröser ist als auf deren Oberseite ([10], vgl. Bild 6.32). Erklärt wurde dies mit einer Entmischung von Zement und Wasser im Zementleim unter den Zuschlagskörnen (vgl. Bild 6.20). Im weiteren wurde ebenfalls eine sehr $Ca(OH)_2$-reiche Kontaktzone konstatiert.

Ebenfalls 1988 wurde im Rahmen von Chlorid-Eindringversuchen unter anderem festgestellt, dass bei konstantem W/Z-Wert und einem Beton mit Grösstkorn $ø_{max}$=32 mm eine wesentlich höhere Chloridaufnahme erfolgte als bei $ø_{max}$=8 mm ([21], vgl. Bild 6.33). In einer Tiefe von 1 cm wurden in der Wechseltauchzone (Kapillartransport) bei $ø_{max}$=32 mm 1.5 mal mehr Chloride, in einer Tiefe von 3 cm 2.2 mal und in einer Tiefe von 7 cm 5 mal mehr Chloride aufgenommen als bei $ø_{max}$=8 mm, obwohl die Mischung mit $ø_{max}$=8 mm eine rund 1.7 mal grössere Kapillarporosität aufwies als mit $ø_{max}$=32 mm! Die Zuschläge begünstigten also nicht nur die Chlorideindringgeschwindigkeit, sondern auch den Chloridtransport im Kernbeton.
Die Resultate bestätigen den vom Grösstkorn abhängigen Korngrenzentransport. Sie zeigen auch, dass der Transport im Kernbeton wirkungsvoller verläuft als im Deckbeton, wie dies in Kapitel 6.1.2.B gezeigt wurde. Die Kapillarporosität wurde gemäss Tabelle 3.2 aus den vorliegenden Angaben gerechnet.



Zuschlag	0-8	0-16	0-32	0-8	0-16	0-32
Zementgehalt [kg/m^3]	420	334	250	420	334	250
Kapillarporosität [Vol.-%]	4.8	3.9	2.9	4.8	3.9	2.9
W/Z - Wert	0.5					
Transportmechanismus	Wechseltauchzone Kapillartransport			Dauertauchzone Diffusion		

Bild 6.33: Einfluss des Grösstkorns auf die Chloridauf - nahme nach [21].

- URSACHEN DER ERHOEHTEN KORNGRENZEN-POROSITAET

Als Ursachen für die erhöhte Porosität entlang von Korngrenzen stehen drei Mechanismen im Vordergrund (vgl. Tab. 6.3):

URSACHEN DER ERHOEHTEN KORNGRENZEN-POROSITAET
a) "EINSEITIGES" WACHSTUM DES ZEMENTSTEINS GEGEN DEN ZUSCHLAG
b) MIKRORISSE INFOLGE INKOMPATIBILITAETEN ZUSCHLAG-ZEMENTSTEIN
c) ENTMISCHUNG IM ZEMENTLEIM UNTER DEM ZUSCHLAG

Tab. 6.3: Ursachen der erhöhten Porosität entlang den Korngrenzen.

a) "Einseitiges" Wachstum des Zementsteins gegen den Zuschlag

Im Bereich des Zuschlags erfolgt das Wachstum der Zementkörner während der Hydratation einseitig aus einem *Halbraum* gegen die Zuschlagsoberfläche (vgl. Bild 6.34). Die entstehende Packung ist deshalb weniger dicht als im Innern des Zementsteins. Es entsteht eine porösere Grenzschicht rund um die Zuschlagskörner.

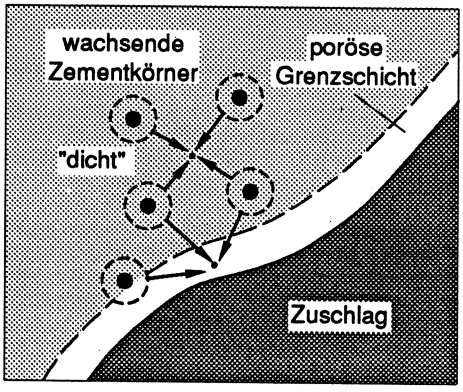


Bild 6.34: Korngrenzeneffekt.

b) Mikrorisse infolge Inkompatibilitäten zwischen Zuschlag und Zementstein

Beim Baustoff Beton handelt es sich um einen zusammengesetzten Werkstoff. Er bildet ein Mehrphasen-System aus Zuschlag, Zementstein und dem in den Poren des Zementsteins verbleibenden Porenwasser. Dieser zusammengesetzte Werkstoff weist *mechanische, thermische und hygrische Inkompatibilitäten* auf, welche vornehmlich entlang den Korngrenzen zur Bildung von *Mikrorissen* und *Ablösungserscheinungen* führen und somit deren bereits erhöhte Porosität verstärken (vgl. Tab. 6.4, Bild 6.35 und 6.36).

INKOMPATIBILITAET	ZUSCHLAG	ZEMENTSTEIN	BETON
MECHANISCH:			
E-MODUL [N/mm^2]	~ 60'000	~15'000	~30'000
DRUCKFESTIGKEIT [N/mm^2]	~150	~60	~30
THERMISCH:			
WAERMEAUSDEHNUNGS-KOEFFIZIENT α [K^{-1}]	~$8 \cdot 10^{-6}$	~$15 \cdot 10^{-6}$	~$10 \cdot 10^{-6}$
HYGRISCH:			
SCHWINDMASS ε_s [‰]	0	~1.3	~0.4

Tab. 6.4: Zu Mikrorissen führende Inkompatibilitäten im Gefüge des Betons nach [47].

Unter mechanischer Inkompatibilität versteht man vor allem den gegenüber dem Zuschlag ca. 4 mal geringeren E-Modul des Zementsteins, der dadurch, im Vergleich zum relativ starren Korngerüst, als "weich" angesehen werden kann. Im Bereich zwischen den Körnern führt dies zu Zugspannungen im Zementstein, welche entsprechende Mikrorisse zur Folge haben können (vgl. Bild 6.35 und 6.37). Die Mikrorisse verlaufen dabei von Korn zu Korn und verbinden unter Umständen die porösen Grenzschichten zwischen Zuschlag und Zementstein, was den Transport von Schadstoffen stark begünstigt, da die "dichten" Zementsteinbrücken zwischen den Körnern eliminiert werden (vgl. Bild 6.27).

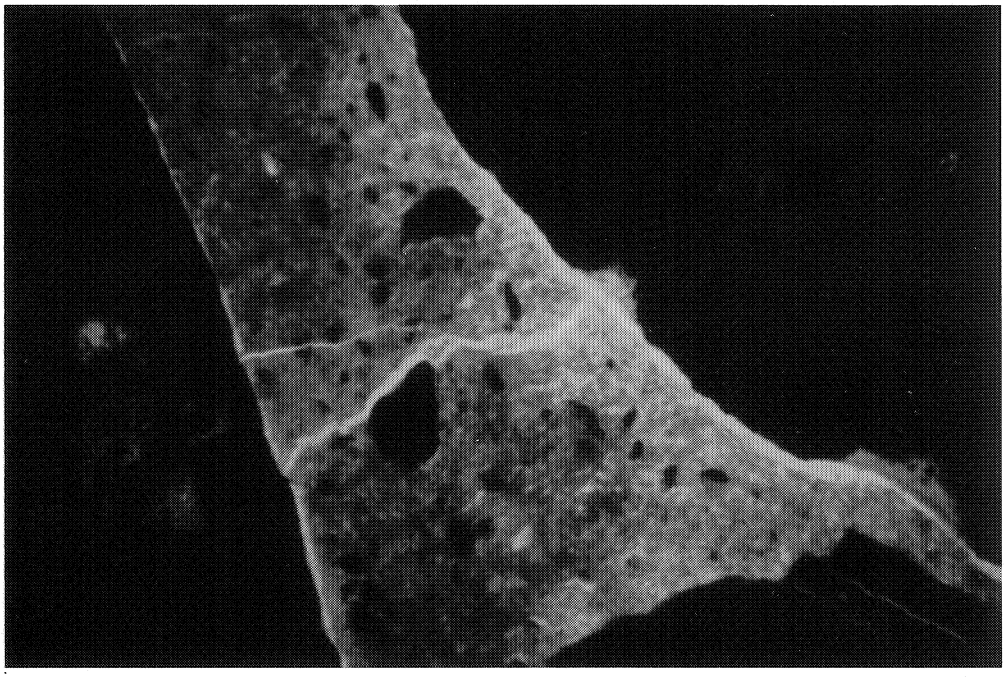


Bild 6.35: Körnerverbindenender Mikroriss aus mechanischer Inkompatibilität, Rissbreite ca. 30 µm, Vergrösserung ca. 55-fach.

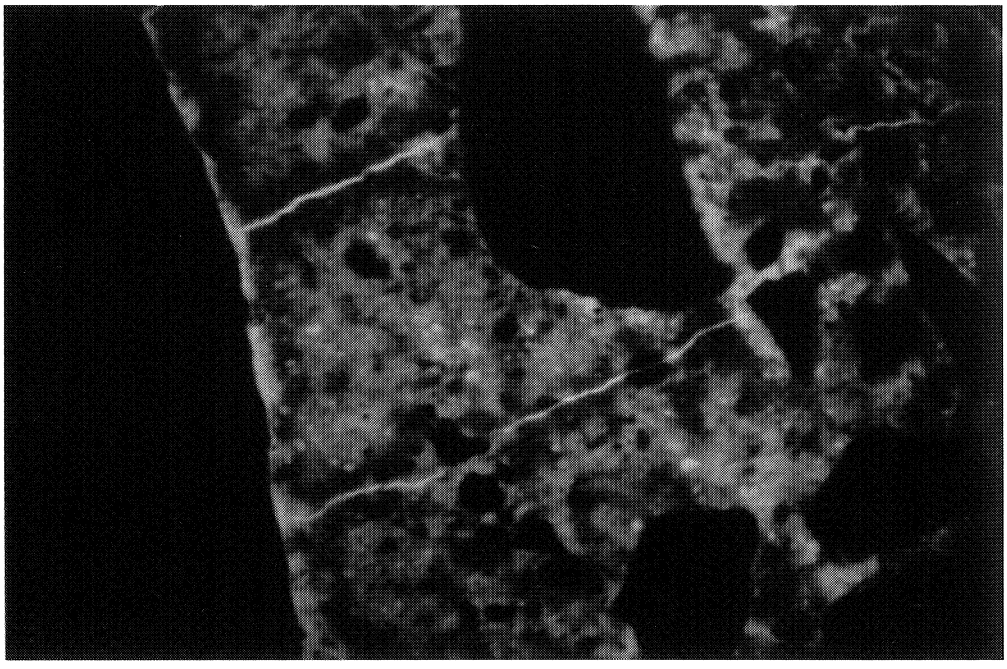


Bild 6.36: Mikrorisse aus Zugringbildung, Rissbreite ca. 20 µm, Vergrösserung ca. 55-fach.

Die thermische Inkompatibilität besteht im unterschiedlichen Wärmeausdehnungskoeffizient von Zuschlag und Zementstein. Der rund doppelt so grosse Ausdehnungskoeffizient des Zementsteins führt bei Temperaturänderungen zu einer Zugringbildung um die Zuschlagskörner mit entsprechenden Mikrorissen und Ablösungserscheinungen an den Korngrenzen (vgl. Bild 6.36 und 6.38). Bereits bei einer Temperaturänderung von $\Delta T=20°C$ kann die Zugfestigkeit in der Grenzschicht überschritten werden. Es ist deshalb davon auszugehen, dass schon durch die Hydratationswärme derartige Mikrorisse entstehen und somit von Beginn weg ein geschädigtes Gefüge vorliegt. Eine zunehmende Mahlfeinheit des Zementes fördert diese Tatsache.

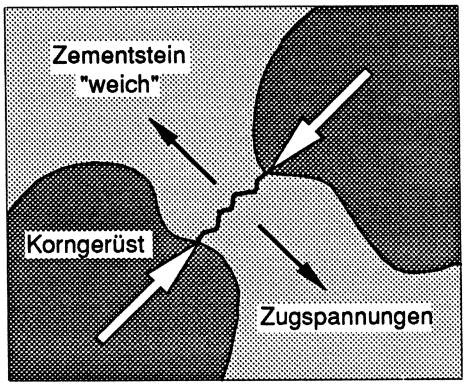


Bild 6.37: Mikrorisse aus mechanischer Inkompatibilität.

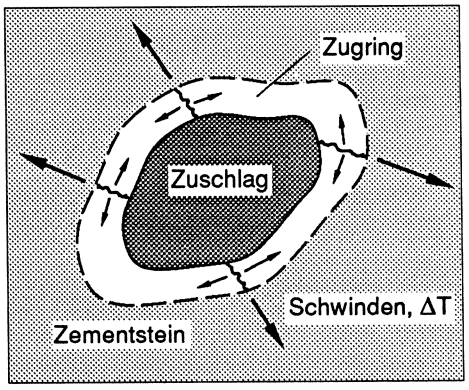


Bild 6.38: Mikrorisse aus thermischer und hygrischer Inkompatibilität.

Den gleichen Effekt wie die thermische hat auch die hygrische Inkompatibilität zur Folge. Durch das unterschiedliche Schwindmass von Zuschlag und Zementstein entsteht ebenfalls die oben beschriebene Zugringbildung, die den thermischen Effekt unter Umständen noch verstärkt.

Mikrorissbildung, respektive eine Schädigung des Gefüges oder des Verbundes zwischen Armierung und Beton, kann auch bei unsachgemässer Verarbeitung, im Zusammenhang mit grossen Betonieretappen oder beim Betonieren gegen Erschütterungen ausgesetzte Betonteile, erfolgen. Der Frischbeton befindet sich in der Erhärtungsphase in der Zeitspanne von ca. 6-8 Stunden nach dem Mischen in einem thixotropen Zustand (vgl. Bild 6.39). In dieser Zeit kann das an sich bereits harte Gefüge (vgl. Phase 3 in Bild 3.1) durch Erschütterungen wieder verflüssigt werden, das heisst, das sich bildende CSH-Gerüst wird wieder zerstört. Bei ganztägigen Betonieretappen kann dies, verursacht durch Schalungsvibrationen oder -setzungen, eine nachhaltige Schädigung des Gefüges bewirken.

Entsprechend können durch Anschlussbewehrungen Vibrationen übertragen werden, die den Verbund zwischen diesen und dem Beton schädigen. In all den erwähnten Fällen sollte deshalb durch Zugabe eines Verzögerers die thixotrope Phase in eine erschütterungsfreie Zeit verschoben werden.

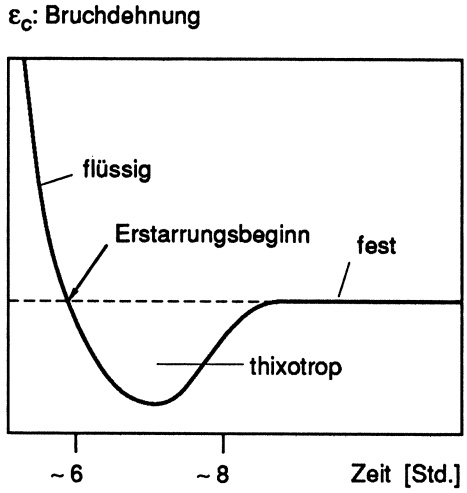


Bild 6.39: Thixotrope Phase während der Erstarrung des Beton.

c) Entmischung im Zementleim unter dem Zuschlag

Wie bereits mehrfach erwähnt entstehen durch differentielle Setzungen zwischen Zementleim und Zuschlag und durch Entmischung von Zement und Wasser im Zementleim unter den Zuschlagskörnern poröse Schichten (vgl. Bild 6.20).

- *SCHLUSSFOLGERUNGEN*

Die oben aufgezeigten Mechanismen führen alle zu porösen Grenzschichten entlang den Zuschlägen, die den Transport von Schadstoffen stark begünstigen und dadurch den Transportweg entlang den Korngrenzen als vorherrschend erscheinen lassen. Klar ersichtlich ist dabei, dass *mit zunehmendem Grösstkorn-Durchmesser die aufgezeigten Effekte nachhaltig verstärkt werden. Ihr Ausmass ist dabei nur bedingt vom W/Z-Wert abhängig!*

6.1.3. SEKUNDAERPARAMETER BEWEHRUNGSKONZENTRATION

Der Einfluss von Bewehrungskonzentrationen, insbesondere auch von Spannkabeln, auf die Porosität des Umgebungsbetons konnte nicht wie vorgesehen, systematisch untersucht werden. In diesen Zonen war es, infolge der Bewehrungskonzentrationen, meist nicht mehr möglich zu bohren. Häufig wurden Bewehrungsstäbe angeschnitten, was zu Verklemmungen der Bohrkrone und manchmal zu deren Zerstörung führte. In anderen Fällen zerbrachen die Bohrkerne entlang der Bewehrungsebenen in unbrauchbare Stücke.
Generell ist jedoch zu bemerken, dass in den Grenzschichten um Bewehrungsstäbe und Spannkabelhüllrohre die gleichen Effekte auftreten wie um die Zuschläge. Die Grenzschicht weist ebenfalls eine erhöhte Porosität auf, die auf der Unterseite durch den Setzungseffekt erheblich verstärkt wird. Eindringende Schadstoffe dürften auch hier, nebst dem Transport entlang den Korngrenzen, bevorzugt entlang von Bewehrungsstäben und Hüllrohren wandern!
Der Einfluss des Setzungseffektes kann dabei durch zurückschnellende Bewehrungsstäbe der oberen Lagen, wenn diese während des Betonierens begangen werden, zusätzlich verstärkt werden. Durch zu dichte Bewehrungsanordnung in Paketform können sogar wasserführende Hohlstellen und Kanäle entstehen. Solche Fehlstellen bilden dabei gefährliche Ansätze für Lochfrass. Bewehrungskonzentrationen sollten im Hinblick auf eine gute Dauerhaftigkeit vermieden werden.

6.2. ZIELGROESSE CHLORIDEINWIRKUNG

6.2.1. TIEFENPROFILE FUER DIE SEKUNDAERPARAMETER

Die Chlorid-Tiefenprofile wurden für die Sekundärparameter Kontaktwasser-, Spritzwasser- und Sprühnebelbereiche in 10 mm-Tiefenstufen gemessen. Die Resultate sind in den Bildern 6.40 für den Kontaktwasser-, 6.41 für den Spritzwasser- und 6.42 für den Sprühnebelbereich zusammengefasst. Die Verteilungen innerhalb der Tiefenstufen sind nach der Aufteilung in die Sekundärparameter, im Gegesatz zu den Bildern 5.20 bis 5.23, welche alle Bereiche umfassen, ca. normal. Mit dem "Klammersymbol" wird wiederum Mittelwert plus/minus einfache Standardabweichung aufgezeigt. Die obere Grenze der dargestellten Tiefenprofile entspricht somit in etwa der 85%-Fraktile. Die Angabe des Chloridgehaltes erfolgt in Massenprozent bezogen auf das Betongewicht [M.-%B.].

Im *Kontaktwasserbereich* (Bild 6.40) nimmt der Chloridgehalt, beginnend vom Maximalwert unmittelbar an der Oberfläche, mit zunehmender Tiefe stetig ab. Im *Spritzwasserbereich* hingegen (Bild 6.41) liegt der Maximalwert in einer Tiefe von ca. 15 mm.

Der gemessene mittlere Maximalwert im Kontaktwasserbereich liegt ca. 3 mal höher als im Spritzwasserbereich. Vergleicht man jedoch die Werte im Bereich ausserhalb der Randzone, respektive extrapoliert man in dieser Zone, liegen die Mittelwerte im Kontaktwasserbereich nur ca. 60% höher als im Spritzwasserbereich.

Im *Sprühnebelbereich* (Bild 6.42) konnte nur im Bereich der ersten 10 mm eine unbedeutende Erhöhung des Chloridgehaltes gegenüber dem Eigenchloridgehalt (vgl. Bild 4.12) festgestellt werden.

Erklärbar sind diese unterschiedlichen Tiefenprofile für den Kontakt- und Spritzwasserbereich durch die Charakteristik des Trocknungsvorganges. Der *Trocknungsvorgang*, respektive das Verdunsten des Porenwassers an der Oberfläche, verläuft wesentlich langsamer als die Wasseraufnahme (vgl. Bild 6.44). Eine in ca. 15 Minuten durch Kapillarwirkung aufgenommene Wassermenge wird in ca. 14 Tagen durch Verdunsten wieder abgegeben!

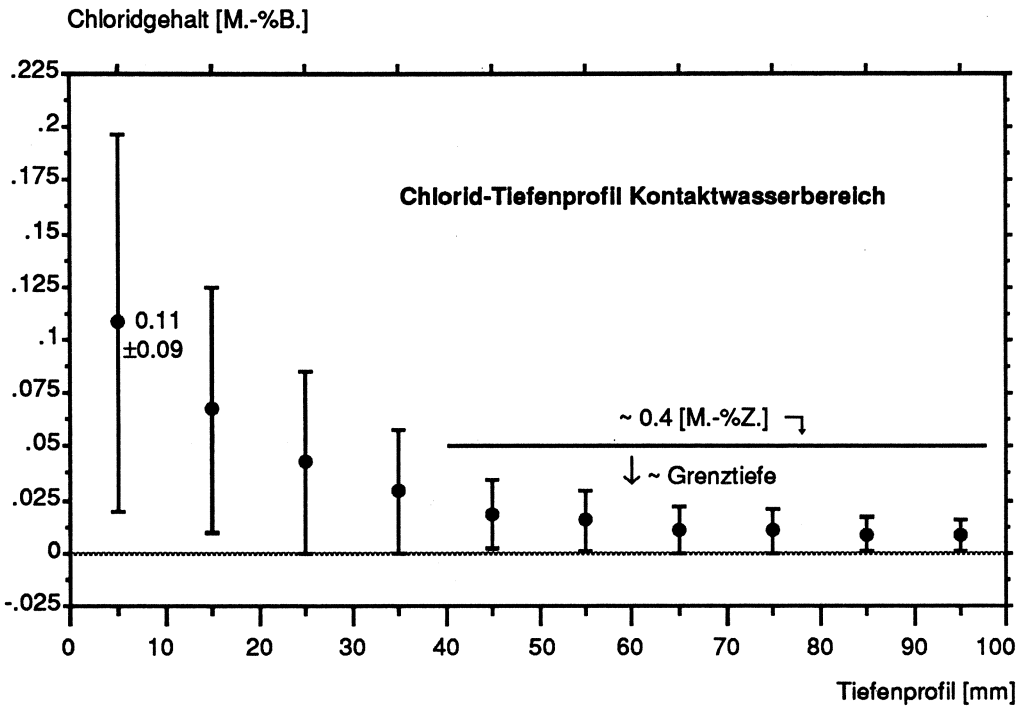


Bild 6.40: Chlorid-Tiefenprofil Kontaktwasserbereich.

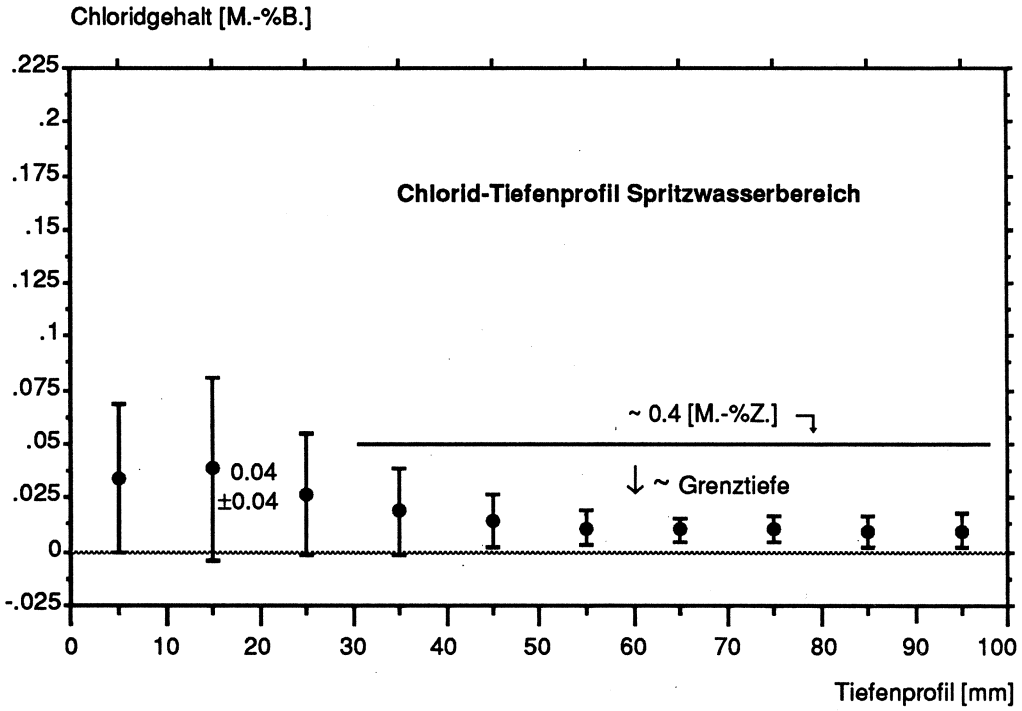


Bild 6.41: Chlorid-Tiefenprofil Spritzwasserbereich.

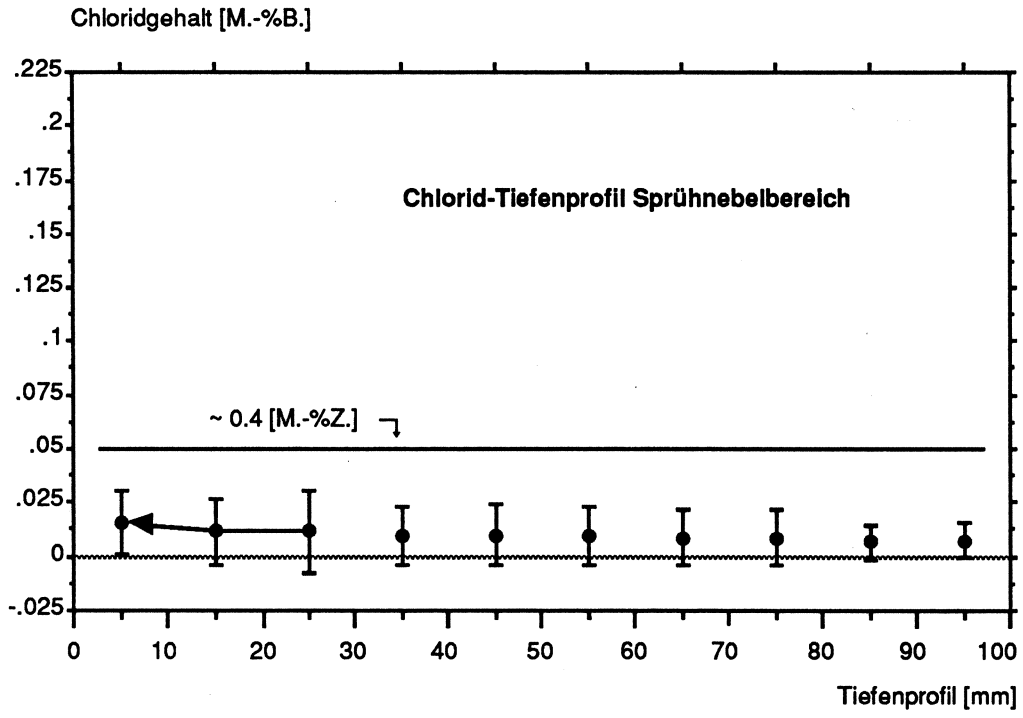


Bild 6.42: Chlorid-Tiefenprofil Sprühnebelbereich.

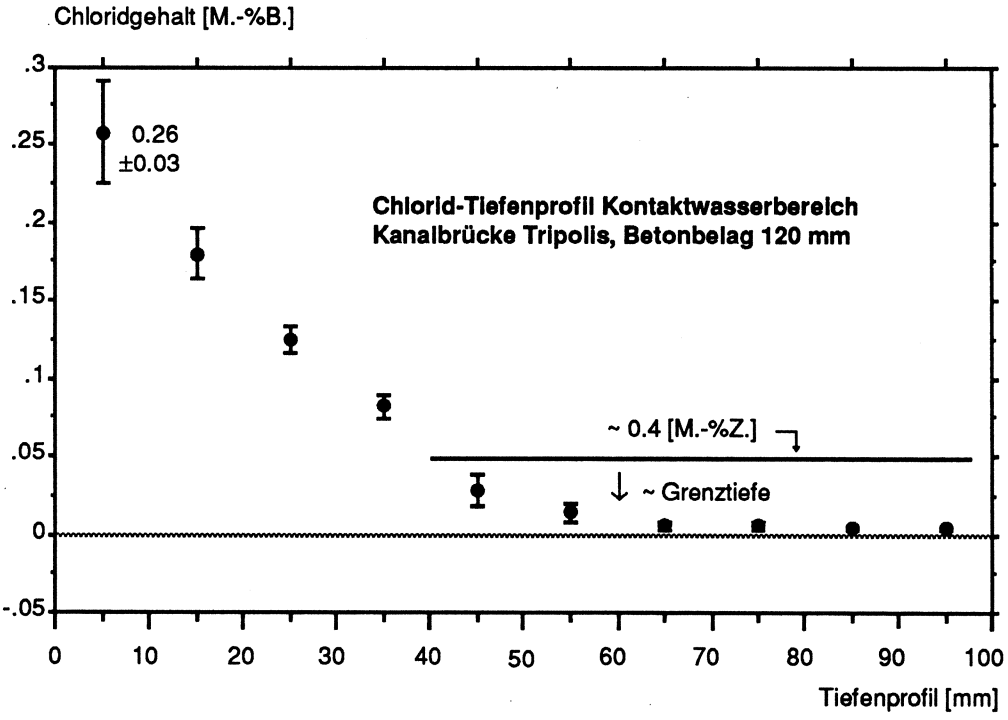


Bild 6.43: Chlorid-Tiefenprofil Kontaktwasserbereich, Kanalbrücke Tripolis, Betonbelag 120 mm.

Im Kontaktwasserbereich, mit meist horizontal liegender Oberfläche, kann der Beton deshalb praktisch nicht austrocknen. Der Klimawechsel trocken/feucht erfolgt, insbesondere im Winter, zu schnell. Unter Isolationen ist der Beton zudem durch den Ausgleich des Feuchtigkeitsgradienten immer stark durchfeuchtet. Die Chloride verbleiben aus diesen Gründen auch in der Randzone im Beton.

In der ständigen Durchfeuchtung des Betons im Kontaktwasserbereich liegt auch der Grund, warum nicht höhere Chloridgehalte gemessen werden. Verglichen mit der jährlichen Beaufschlagungsmenge müssten diese, bei periodischer Austrocknung und anschliessender kapillarer Wasseraufnahme, ein Mehrfaches der allgemein gemessenen Werte betragen. Infolge der ständigen Durchfeuchtung ist die Chloridinfiltration jedoch mehrheitlich nur durch Diffusion möglich. Die Wirksamkeit dieses Transportmechanismus ist aber sehr begrenzt.

Im Spritzwasserbereich hingegen ist eine periodische Austrocknung möglich. Der abnehmende Chloridgehalt in der oberflächennahen Zone wird häufig durch einen Auswascheffekt begründet. Physikalisch ist dieser Vorgang jedoch nicht erklärbar. Vielmehr erfolgt die Chloridabgabe wahrscheinlich mit dem verdunstenden Wasser.

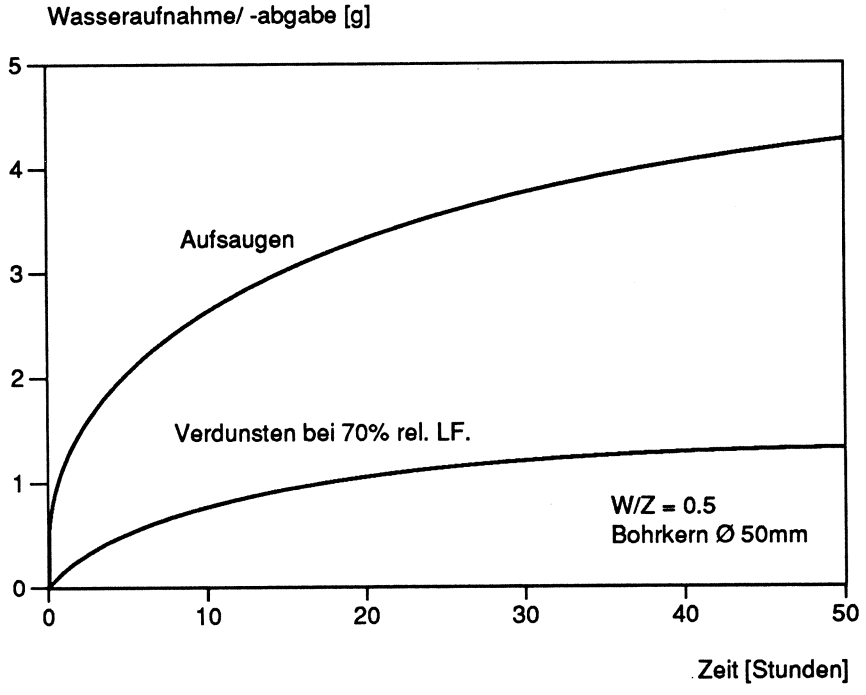


Bild 6.44: Kapillare Wasseraufnahme - Verdunsten, EMPA-Versuch 227050.

Im Kontakt- und Spritzwasserbereich dringt die 85%-Fraktile der Chloridfront bis in eine Tiefe von ca. 60 mm vor. Diese ***Grenzeindringtiefe*** ist unabhängig von der Menge des eingedrungenen Fremdchloridgehaltes feststellbar. In Bild 6.43 ist das Tiefenprofil der Tripolis-Brücke, welche im Betonbelag den insgesamt grössten Chloridgehalt aufweist, dargestellt. Auch hier liegt die 85%-Fraktile der Grenzeindringtiefe bei 60 mm.

Eine weitere Grenztiefe konnte für das Eindringen der 0.4 [M.-%Z.]-Chloridfront (kritischer Chloridgehalt) festgestellt werden (vgl. Bild 6.40/41/43). Die 85%-Fraktile der Grenzeindringtiefe liegt im Kontaktwasserbereich bei 40 mm, im Spritzwasserbereich bei 30 mm. Im Sprühnebelbereich wird die 0.4%-Marke nicht erreicht (vgl. Bild 6.42).

Die festgestellten Grenzeindringtiefen sind auch aus andern Untersuchungen ersichtlich. Im Kanton Graubünden beispielsweise, wurden Chlorid-Tiefenprofile an ca. 20 jährigen Brücken und Betonstrassen gemessen (vgl. Bild 6.45). Die Grenzeindringtiefe liegt auch hier bei ca. 60 mm, die Grenztiefe der 0.4%-Chloridfront bei ca. 40 mm.

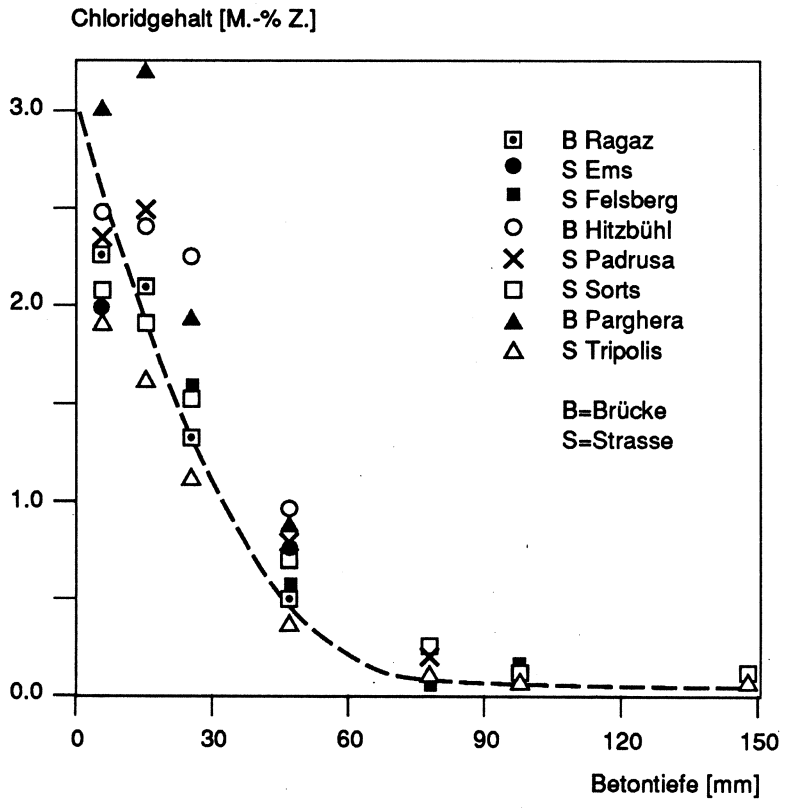


Bild 6.45: Chlorid-Tiefenprofile an ca. 20 Jahre alten Brücken und Betonstrasse im Kanton Graubünden.

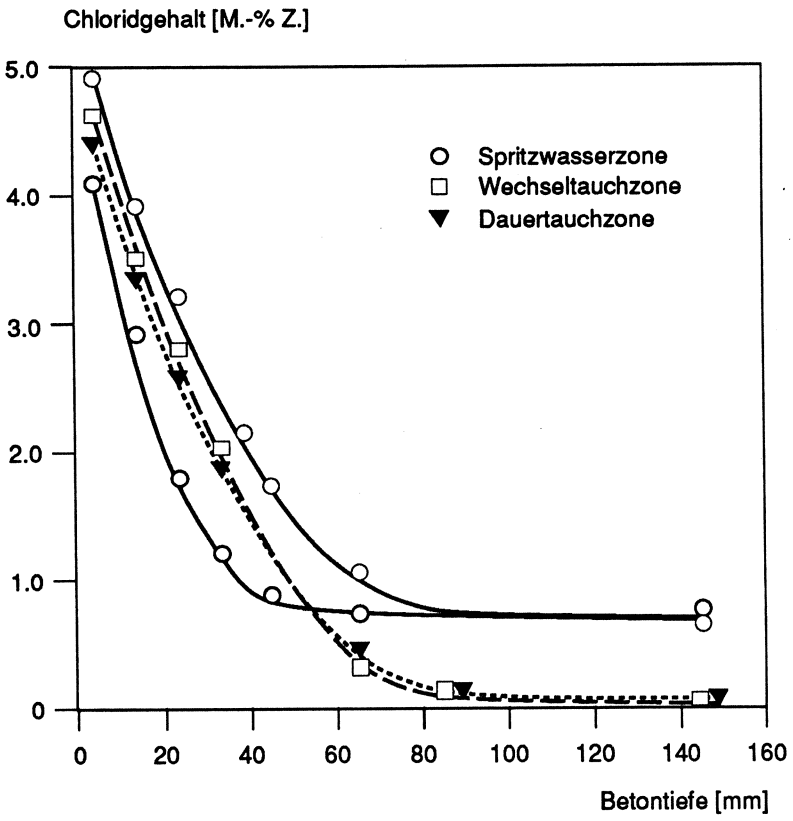


Bild 6.46: Chlorid-Tiefenprofile gemessen an der Westmole in Helgoland [22].

In [22] wurden Chlorid-Tiefenprofile an der 30 Jahre alten Westmole in Helgoland bei unterschiedlicher Meerwasserexposition in der Spritzwasser-, Wechseltauch- und Dauertauchzone gemessen (vgl. Bild 6.46). Der maximal gemessene Chloridgehalt liegt dabei rund doppelt so hoch wie bei der Kanalbrücke Tripolis im Betonbelag (vgl. Bild 6.43)! Trotzdem ist auch hier, unabhängig von der Exposition (!), eine Grenzeindringtiefe von ca. 60 mm erkennbar. Die beiden Profile mit einem Chloridgehalt-Grenzwert von ca. 0.9 [M.-%Z.] wurden dabei in mit Meerwasser hergestelltem Beton entnommen.

Verursacht werden diese Grenzeindringtiefen hauptsächlich durch den mit der Tiefe zunehmenden *Porenwassergehalt* (vgl. Bild 6.47). Im Deckschichtbereich, mit wechselnden Feuchtigkeitsbedingungen, ist der "schnelle" Korngrenzentransport vorherrschend. Mit zunehmender Tiefe erhöht sich jedoch der Füllgrad der Poren. Die Chloridwanderung kann nur noch durch Diffusion im Porenwasser erfolgen. Dieser Transport hat jedoch keine praktische Bedeutung mehr. Zudem wird der Transport durch die mit zunehmender Tiefe immer häufiger zu überwindenden Zementsteinbrücken immer mehr gebremst.

Die durch Chloride induzierte Bewehrungskorrosion wird in Kapitel 6.4. behandelt.

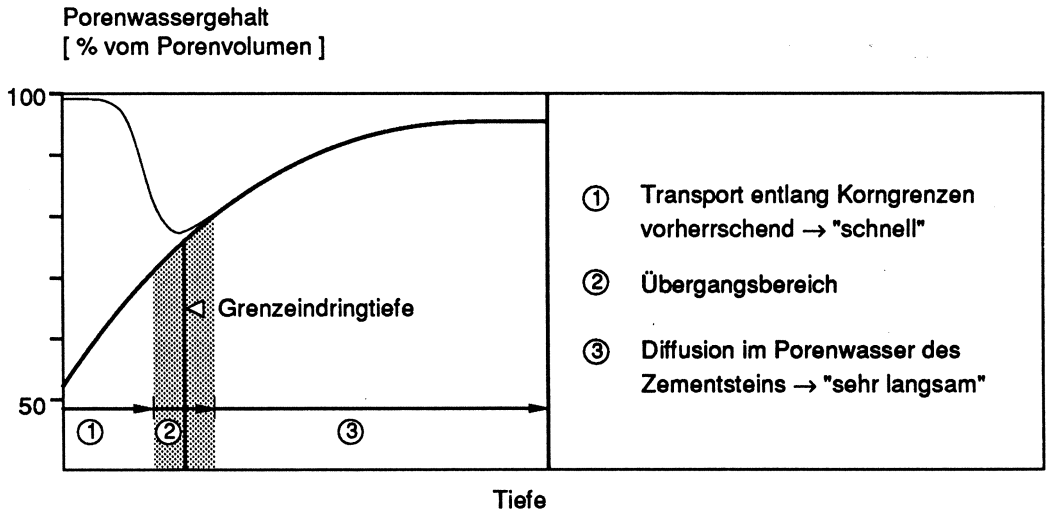


Bild 6.47: Einfluss des Porenwassergehaltes auf die Grenzeindringtiefe (vgl. Bild 3.24).

6.2.2. BOHRMEHLPROBEN

Im Rahmen des Forschungsprojektes wurden auch, wie in Kapitel 4.1.2.E beschrieben, Bohrmehlproben in 10 mm-Tiefenstufen bis zu einer Tiefe von 50 mm entnommen. Die Entnahme erfolgte im Kontaktwasserbereich jeweils an drei Stellen, unmittelbar rund um den Kern mit ø=100 mm der allgemeinen Messstelle (vgl. Bild 6.48). Es wurde direkt, ohne weiteres Mahlen, der Chloridgehalt nach der in Kapitel 4.2.3.A beschriebenen EMPA-Methode bestimmt.

Beim Bohrkern selber wurde der Chloridgehalt an einer der beiden Bohrkernhälften, ebenfalls in 10 mm-Tiefenstufen, bestimmt (vgl. Kapitel 4.2.2.A). Das Volumen eines Bohrkernsegmentes beträgt dabei ca. das fünffache einer 10 mm dicken Kreisscheibe eines 32 mm-Grösstkornes und kann somit als repräsentativ betrachtet werden.

Zur Abklärung der in Kapitel 4.1.2.E beschriebenen Problematik der Repräsentativität von Bohrmehlproben wurden die ***Einzelwerte*** des Chloridgehaltes der Bohrmehlproben sowie deren ***Mittelwerte aus drei Proben*** mit den Werten der Bohrkerne, in den entsprechenden Tiefenstufen, verglichen (vgl. Bild 6.49 und 6.50).

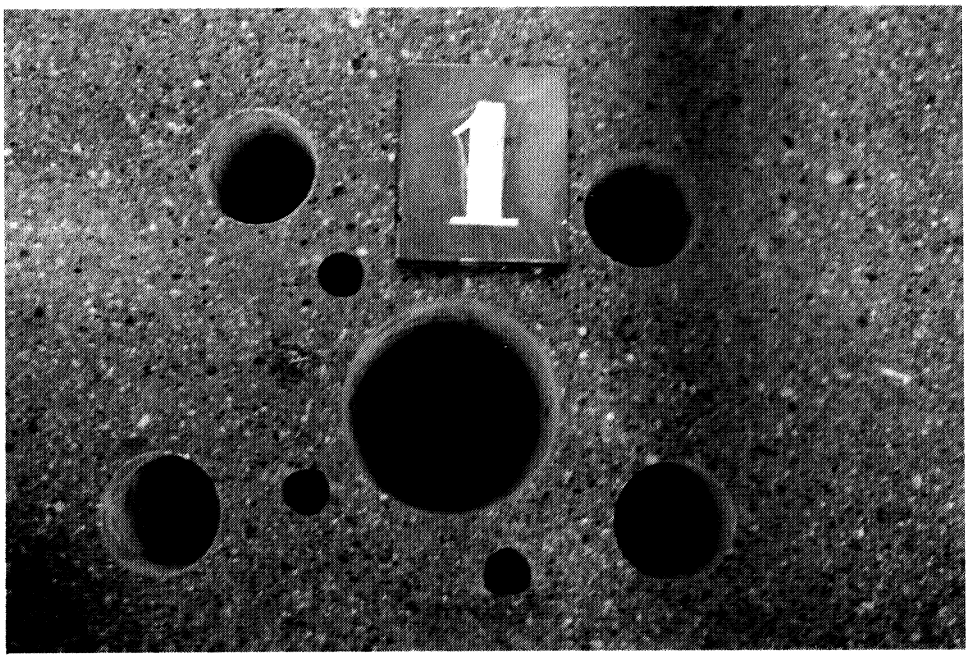


Bild 6.48: Entnahme von Bohrmehlproben am Betonbelag der Kanalbrücke Tripolis.

In Bild 6.49 ist die Korrelation zwischen den Einzelwerten des Chloridgehaltes der Bohrmehlproben und den entsprechenden Werten der Bohrkerne dargestellt. Eingezeichnet ist nebst der Regressionsgeraden die "Soll"-Gerade mit gleichem Chloridgehalt. Die Resultate streuen bei einem Korrelationsfaktor von r=0.88 relativ stark. Mit zunehmendem Chloridgehalt wird zudem die Abweichung vom Soll-Wert immer grösser.

Ein wesentlich besseres Ergebnis ergibt der Vergleich der Mittelwerte des Chloridgehaltes aus drei Bohrmehlproben mit den entsprechenden Werten der Bohrkerne (vgl. Bild 6.50). Der Korrelationskoeffizient beträgt r=0.92. Die Mittelwerte aus drei Bohrmehlproben sind dabei im Mittel, jetzt unabhängig vom Gehalt, etwas grösser als die entsprechenden Bohrkern-Werte und liegen somit auf der sicheren Seite.

⇒ Bei der Entnahme von Bohrmehlproben zur Chloridgehalt-Bestimmung sind demzufolge mindestens drei Proben zu entnehmen, um aus deren Mittelwert einen repräsentativen Einzelwert des Chloridgehaltes zu erhalten.

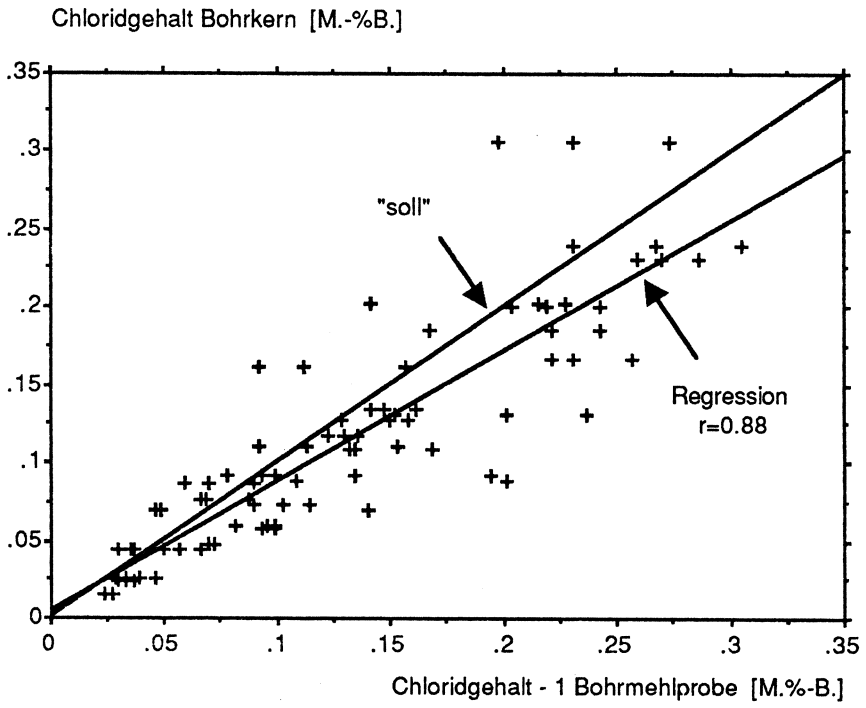


Bild 6.49: Chloridgehalt-Vergleich: Bohrkern - 1 Bohrmehlprobe.

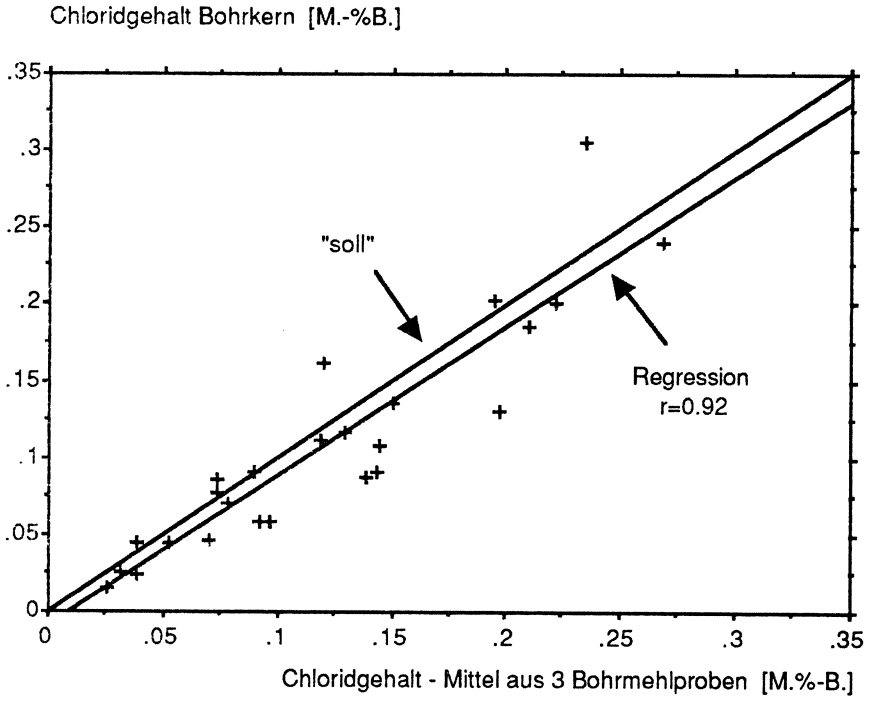


Bild 6.50: Chloridgehalt-Vergleich:
Bohrkern - Mittel aus 3 Bohrmehlproben.

6.3. ZIELGROESSE KARBONATISIERUNG

6.3.1. SEKUNDAERPARAMETER

Die im Rahmen des vorliegenden Forschungsprojektes für die Untersuchung der Karbonatisierung ursprünglich vorgesehene Differenzierung in Sekundärparameter ist in Tabelle 2.2 und in Bild 2.3 dargestellt. Aufgrund der letztendlich zur Verfügung stehenden Stichprobe der Messergebnisse lassen sich jedoch, statistisch begründet, nur zwei Fälle klar unterscheiden. Bezüglich der Eindringtiefe der Karbonatisierungsfront kann differenziert werden zwischen *Oberflächen von Fahrbahnplatten unter Belägen* und *allen andern Brückenoberflächen.*
In der obenliegenden Deckschicht von Fahrbahnplatten unter Belägen wurden generell keine oder nur sehr geringe Karbonatisierungstiefen gemessen (vgl. Bild 6.51). Der Mittelwert liegt bei 1.6 mm, die einfache Standardabweichung beträgt 2.6 mm. Aufgrund der sehr hohen Feuchtigkeitsgehalte in diesen Bereichen wird die CO_2-Diffusion praktisch verunmöglicht.
Bei den restlichen Brückenelementen, wie Stege und Plattenunterseiten beträgt die mittlere gemessene Karbonatisierungstiefe 16.9 mm, die einfache Standardabweichung 12.4 mm.

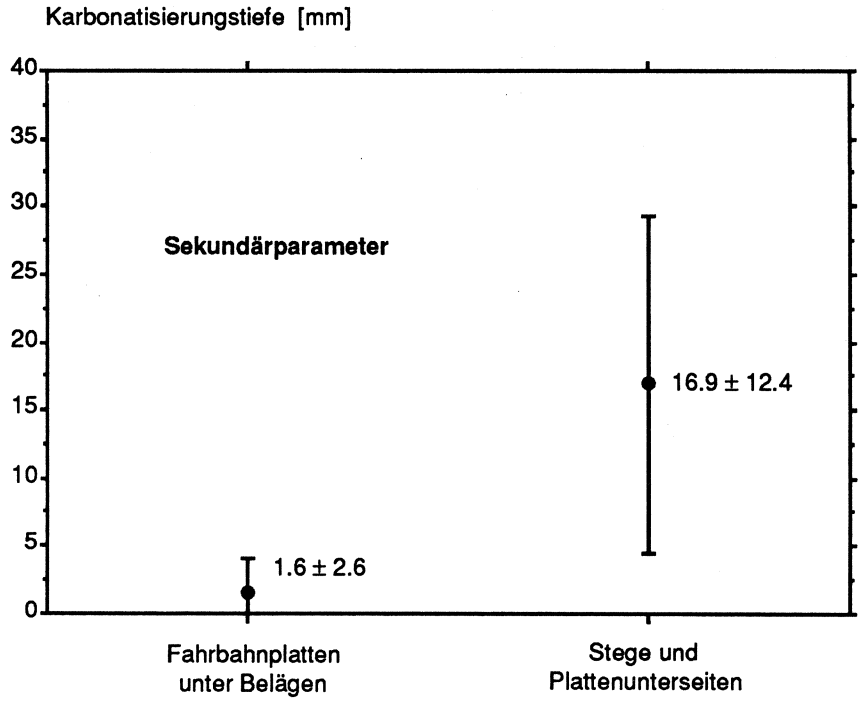


Bild 6.51: Sekundärparameter Karbonatisierung.

Bei den Rheinbrücken Schaffhausen und Felsberg, beides Brücken mit offenen Zellen über Gewässern (vgl. Bild 2.3), liegt die mittlere Karbonatisierungstiefe in den Zellen leicht unter dem Mittelwert der Aussenseiten (Stege aussen, Kragplatten unten). Die Ueberlegungen in Kapitel 2.3. werden dadurch bestätigt. Eine generelle statistische Auswertung ist jedoch, mangels genügender Stichprobe, nicht möglich.

6.3.2. ZEITLICHER VERLAUF

Bereits in [27] wurde gezeigt, dass der Karbonatisierungsfortschritt langsamer als nach dem "√t-Gesetz" verläuft und einem ***Endwert*** entgegenstrebt. Gründe hierfür sind in Kapitel 3.3.2.C aufgeführt.
Wendet man deshalb auf die vorliegenden Messergebnisse der Karbonatisierungstiefe *y* von zwischen 28 und 91 Jahre alten Brücken ein "langsameres", ***logarithmisches Wachstumsgesetz*** der Form

$$y = D \cdot \log t$$

an, bestimmt die Konstante *D*, in Anlehnung an Kapitel 3.3.2.C, jeweils durch die Messergebnisse und extrapoliert zwischen 0 und 100 Jahren, ergibt sich der in Bild 6.52 dargestellte zeitliche Verlauf des Karbonatisierungsfortschrittes. Berücksichtigt sind dabei nur die Messwerte für Stege und Plattenunterseiten, nicht jedoch die praktisch keine Karbonatisierung aufweisenden Fahrbahnplatten unter Belägen. Aufgetragen sind Mittelwert plus/minus einfache Standardabweichung. Die obere Kurve entspricht somit in etwa der 85%-Fraktile.

Die Darstellung zeigt, dass die Resultate sehr stark streuen. Die einfache Standardabweichung liegt beinahe in der Grössenordnung des Mittelwertes. Dies bestätigt klar, dass die in Kapitel 3.3.2.C erläuterte, in der Praxis übliche Methode der Extrapolation, in keiner Weise zutreffende Resultate liefert. Bei Anwendung des "√t-Gesetzes" liegt man zwar auf der sicheren Seite, die Abweichungen zur Wirklichkeit können aber ohne weiteres 100% betragen!

Der Karbonatisierungsfortschritt verläuft in der Anfangsphase sehr rasch. Bei Anwendung des logarithmischen Wachstumsgesetzes erreicht die Karbonatisierungstiefe nach 10 Jahren bereits die Hälfte des Wertes nach 100 Jahren! In Kenntnis des in [27] postulierten Endwertes und da das logarithmische Wachstumsgesetz keinem Endwert zustrebt, kann man den Endwert oder die Grenzeindringtiefe für die 85%-Fraktile, gemäss Bild 6.52, bei ca. 30 mm ansiedeln.

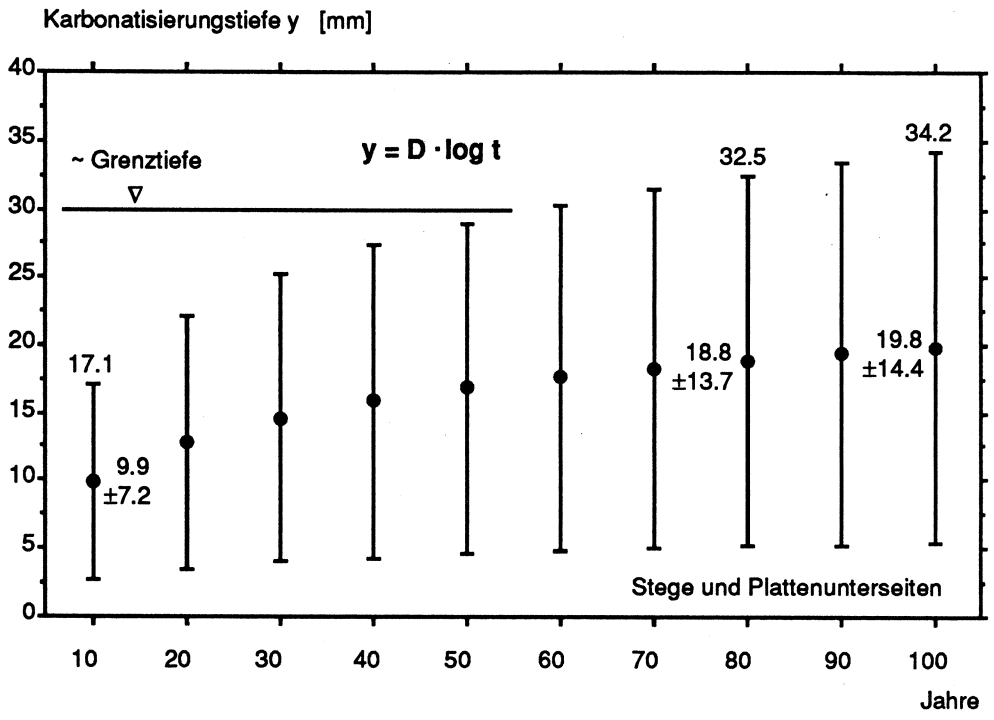


Bild 6.52: Grenzeindringtiefe der Karbonatisierung.

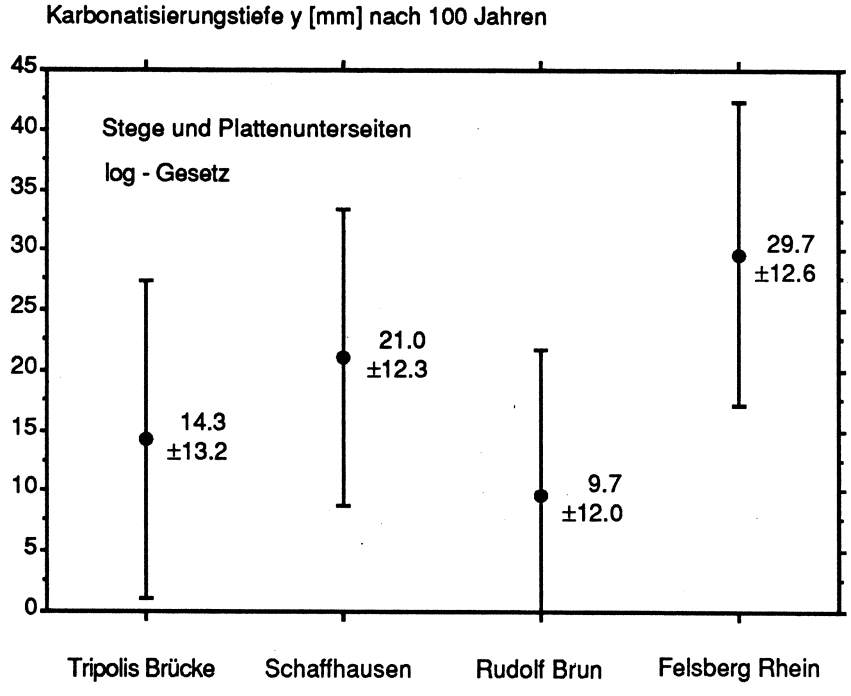


Bild 6.53: Karbonatisierungstiefen nach 100 Jahren für einzelne Brücken.

In Bild 6.53 sind die auf 100 Jahre extrapolierten Mittelwerte und einfachen Standardabweichungen der Karbonatisierungstiefe für einzelne Brücken separat aufgetragen. Auch hier, innerhalb desselben Bauwerks, liegt die Standardabweichung in der Grössenordnung des Mittelwertes! Dies bestätigt ebenso voranstehende Ausführungen über die Gültigkeit der Extrapolation mittels "√t-Gesetz". Insbesondere zeigt sich der grosse Einfluss der lokalen Klima-, bzw. Feuchtigkeitsverhältnisse. Die Rudolf Brun Brücke, eine breite, nur ca. 2 m über der Wasseroberfläche liegende Plattenbalken-Brücke aus Stampfbeton (vgl. Kapitel 9 "Anhang"), weist infolge hoher Umgebungsfeuchte markant kleinere Karbonatisierungstiefen auf.

Eine genaue Bestimmung des Wachstumsgesetzes aufgrund der Messungen in der Form

$$y = k_1 \cdot n^* \cdot t^{k2} \quad / \quad y = k_3 \cdot n^* \cdot \log t \quad / \quad y = k_4 \cdot h_3 \cdot t^{k5} \quad / \quad y = k_6 \cdot h_3 \cdot \log t$$

(k_i=Konstanten, n^*=Kapillarporosität, h_3=Steighöhe) führt zu keinem Ergebnis, wie dies Bild 6.54 für das "log-Gesetz" zeigt. Dies ist aufgrund der den Karbonatisierungsfortschritt bestimmenden Haupt-Einflussgrössen, wie globale und lokale Klimaexposition (Betonfeuchtigkeit) und vorherrschendem Korngrenzentransport, auch nicht weiter erstaunlich.

Auf die durch Karbonatisierung induzierte Bewehrungskorrosion wird in Kapitel 6.4. eingegangen.

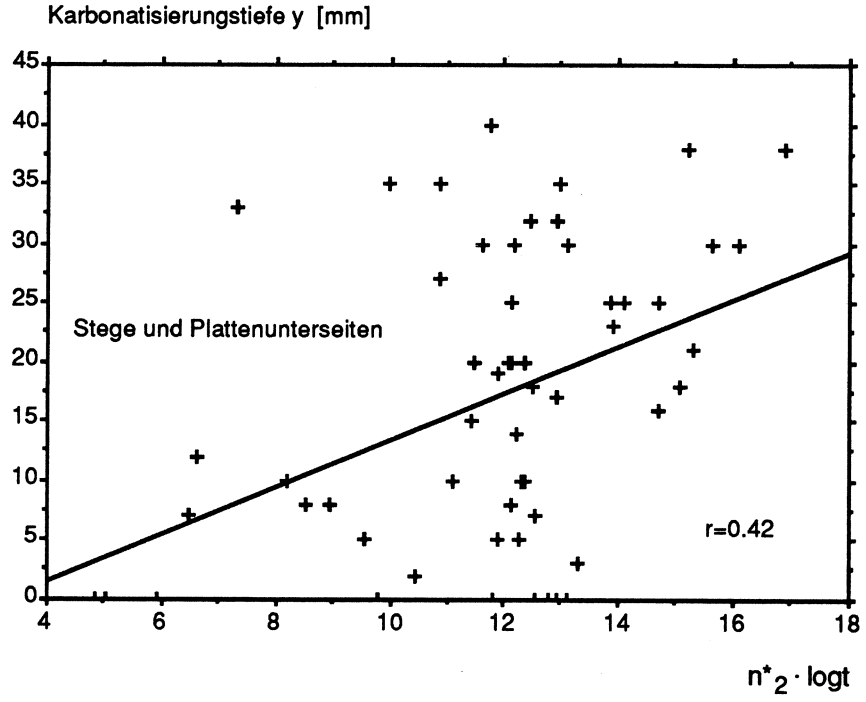


Bild6.54: Logarithmisches Wachstumsgesetz unter Einbezug der Kapillarporosität der Tiefenstufe 2.

6.4. ZIELGROESSE RISSE - BEWEHRUNGSKORROSION

6.4.1. ALLGEMEINES - SEKUNDAERPARAMETER

Stahlbeton ist grundsätzlich eine "gerissene" Bauweise. Rissbildung ist praktisch unvermeidlich. Rissursachen sind unter anderem:

- *Lasten*
- *Behinderte Verformungen aus Schwinden, Temperaturänderungen, Auflagerverschiebungen, etc.*
- *Hydratationswärme*
- *Oberflächenaustrocknung des Frischbetons*
- *Frost-Sprengwirkung*
- *Sprengwirkung der Korrosionsprodukte der Bewehrung*

Das Rissverhalten kann dabei durch konstruktive, bemessungs-, material- und ausführungstechnische Massnahmen beeinflusst werden.
Im Vordergrund der vorliegenden Untersuchung steht die Ermittlung von ***zulässigen Rissbreiten.*** Kriterien für die Bestimmung von zulässigen Rissbreiten sind, nebst der Korrosion der Bewehrung, auch die Dichtigkeit von Bauteilen und deren Aussehen. Die nachfolgenden Ausführungen beschränken sich auf das Kriterium "Korrosion der Bewehrung".

In Tabelle 2.2 sind für den Hauptparameter "Risse" die Sekundärparameter "Rissart" und "Rissbreite" aufgeführt. Eine Auswertung der Messdaten und eine Analyse der Voraussetzungen für das Auftreten insbesondere des gefährlichen Korrosionsmechanismus II gemäss Kapitel 3.4.2. zeigt jedoch sofort, dass eine Vielzahl von zusätzlichen Sekundärparametern zu berücksichtigen ist. Folgende Sekundärparameter sind in Betracht zu ziehen:

- *Rissart: Normalriss - Wasserführender Trennriss*
- *Rissverlauf: Quer- oder Längsriss*
- *Rissbreite auf Bewehrungshöhe*
- *Bauwerksalter*
- *Betondeckung*
- *Dichtigkeit der Betondeckung*
- *Chloridgehalt in der Rissflanke auf Bewehrungshöhe*
- *Betonfeuchtigkeit*

Die aufgeführten Sekundärparameter werden im folgenden besprochen:

- ***Rissart***

Grundsätzlich ist zu unterscheiden zwischen ***Normalrissen*** und ***wasserführenden Trennrissen***. Normalrisse sind meist trockene oder immer wassergefüllte Biegerisse, die ein Bauteil nicht trennen und somit den Durchfluss von Wasser verunmöglichen (z.B. Biegerisse in Stegen oder an der Einspannstelle von Kragplatten). Wasserführende Trennrisse entstehen meist aus behinderter Verformung und ermöglichen, durch die Trennung des Bauteils (z.B. Fahrbahnplatte), den periodischen Durchfluss von Wasser (vgl. Bild 6.55).



Bild 6.55: Wasserführende Trennrisse, Fahrbahnplatte Rheinbrücke Felsberg.

Bei Normalrissen ist die Korrosionswahrscheinlichkeit wesentlich geringer als bei wasserführenden Trennrissen. Durch die Ablagerung von Korrosionsprodukten kann eine Selbsthemmung der Korrosion erfolgen. Normalrisse sind zudem, ab einer gewissen Tiefe, abhängig von der Rissbreite, häufig auch wassergefüllt. Dies verhindert den Sauerstoffzutritt und somit eine allfällige Bewehrungskorrosion nach Korrosionstyp I (vgl. Kapitel 3.4.2.). Ebenso wird der Depassivierungszeitpunkt verzögert.

Bei wasserführenden Trennrissen hingegen können Korrosionsprodukte ausgewaschen werden. Der ungehinderte Zutritt von Wasser und Sauerstoff ist jederzeit möglich. Dies kann unter anderem zu einer Anreicherung von Chloriden in den Rissflanken führen. Für die Bewehrungskorrosion liegen wesentlich günstigere Bedingungen vor.

Bezüglich Rissbreiten auf Bewehrungshöhe sind die Verhältnisse bei beiden Rissarten identisch, wie dies die in Bild 6.56 dargestellten Messergebnisse zeigen. Aufgetragen sind Mittelwert plus/minus einfache Standardabweichung der gemessenen Rissbreiten auf Bewehrungshöhe.

Bei Normalrissen, die, wie bereits erwähnt, ab einer gewissen Tiefe häufig wassergefüllt sind, erfolgt die Chloridinfiltration im Riss meist nur durch Diffusion im Wasser. Dieser Prozess verläuft jedoch sehr langsam. Die Chloridgehalte in der Rissflanke und neben dem Riss unterscheiden sich deshalb meist nicht sehr stark. Bei wasserführenden Trennrissen, die jeweils wieder austrocknen, kann das Chlorid direkt über Kapillartransport in die Rissflanken eindringen. Dies kann zu stark erhöhten Konzentrationen gegenüber dem ungerissenen Bereich führen.

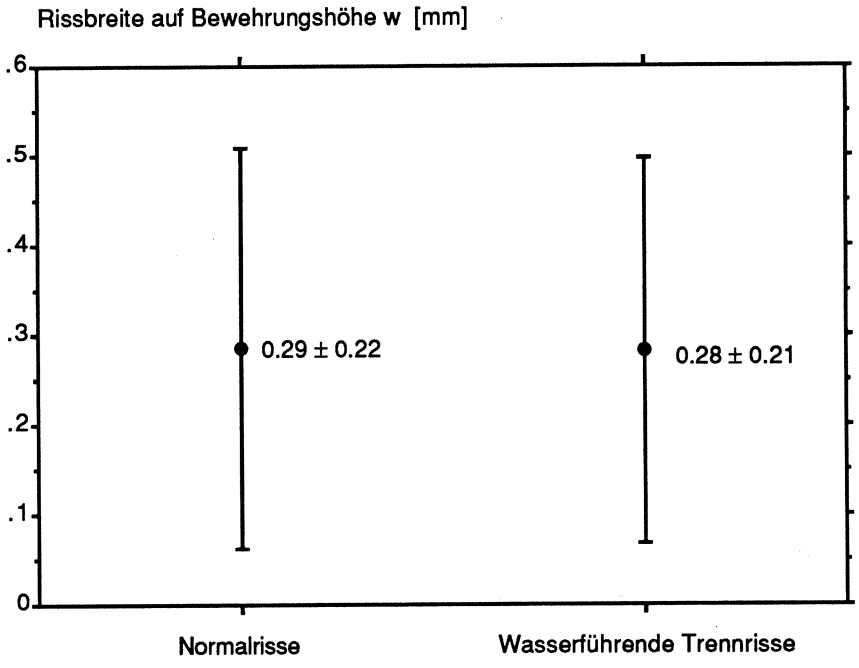


Bild 6.56: Rissbreiten von Normalrissen und wasserführenden Trennrissen.

Diese Ueberlegungen werden durch die in Bild 6.57 dargestellten Messergebnisse weitgehend bestätigt. Aufgetragen sind die gemessenen Chloridgehalte auf Bewehrungshöhe in der Rissflanke und neben dem Riss. Wasserführende Trennrisse weisen erheblich höhere Chloridgehalte auf als Normalrisse. Die Chloridgehalte in der Rissflanke sind dabei oft wesentlich grösser.

In Bild 6.58 ist die Karbonatisierungstiefe im Rissquerschnitt und neben dem Riss dargestellt. Die Karbonatisierungstiefe im Riss ist im Mittel nur leicht grösser als im ungerissenen Bereich. Die Differenzen sind geringer als erwartet. Es ist zudem kein Unterschied im Verhalten von Normalrissen und wasserführenden Trennrissen festzustellen. Der Grund für diese Tatsachen liegt höchstwahrscheinlich in einem relativ hohen, mittleren Feuchtigkeitsgehalt im Riss und in den Rissflanken beider Rissarten. Dies kann die CO_2-Diffusion erheblich behindern.

Bild 6.59 zeigt die Verteilung der gemessenen Narbentiefen im Rissquerschnitt und neben dem Riss am gleichen Bewehrungsstab (Kerntyp 2 und 3, vgl. Kapitel 4.1.2.D). Falls die beiden Werte nicht gleich sind, ist der Riss die Ursache für die erhöhte Korrosion. Wie die Messergebnisse bestätigen, weisen wasserführende Trennrisse im Mittel stärkere Korrosionserscheinungen auf als Normalrisse (vgl. auch Bild 6.60).

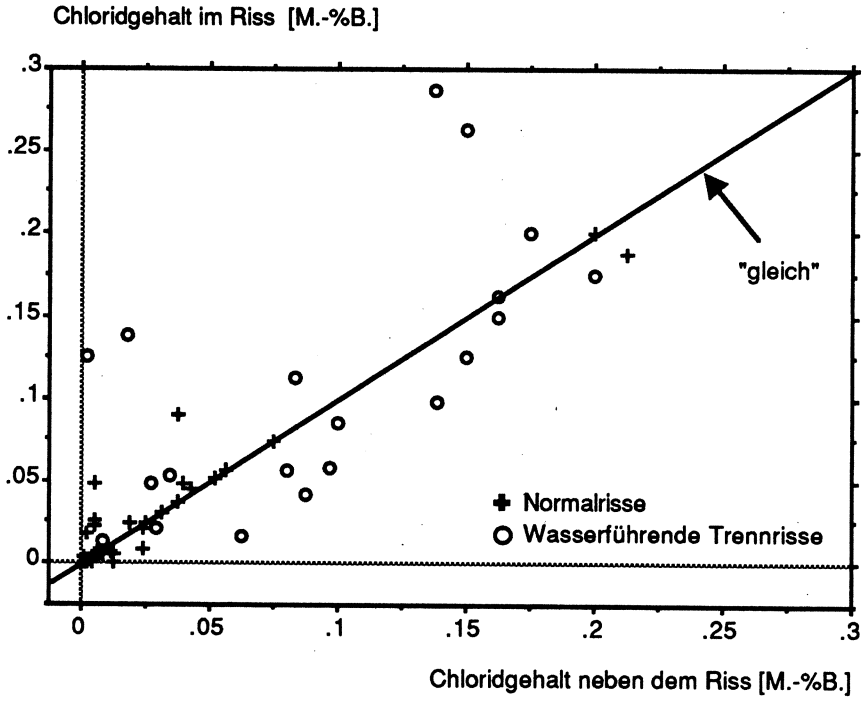


Bild 6.57: Chloridgehalte auf Bewehrungshöhe im und neben dem Riss.

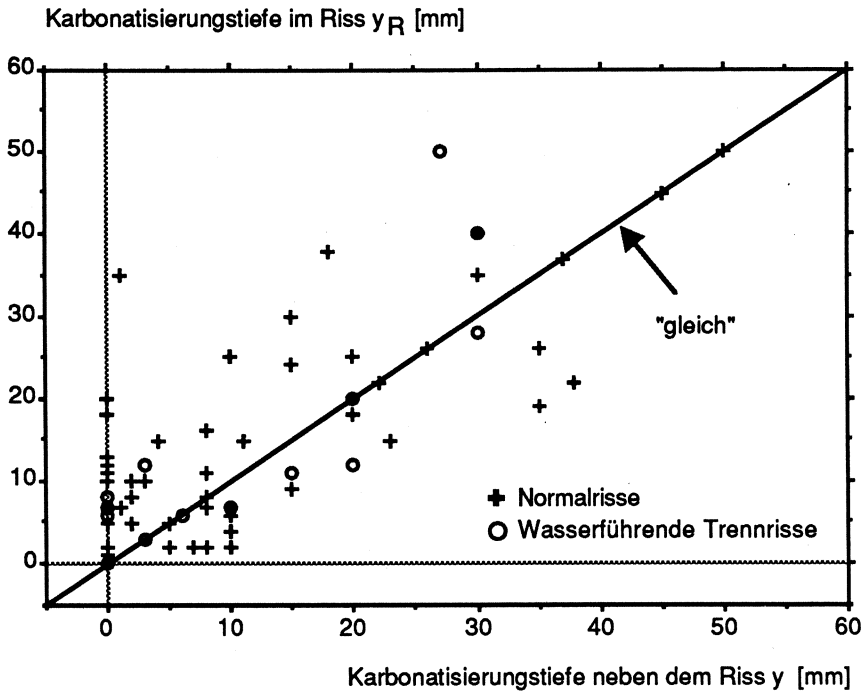


Bild 6.58: Karbonatisierungstiefe im und neben dem Riss.

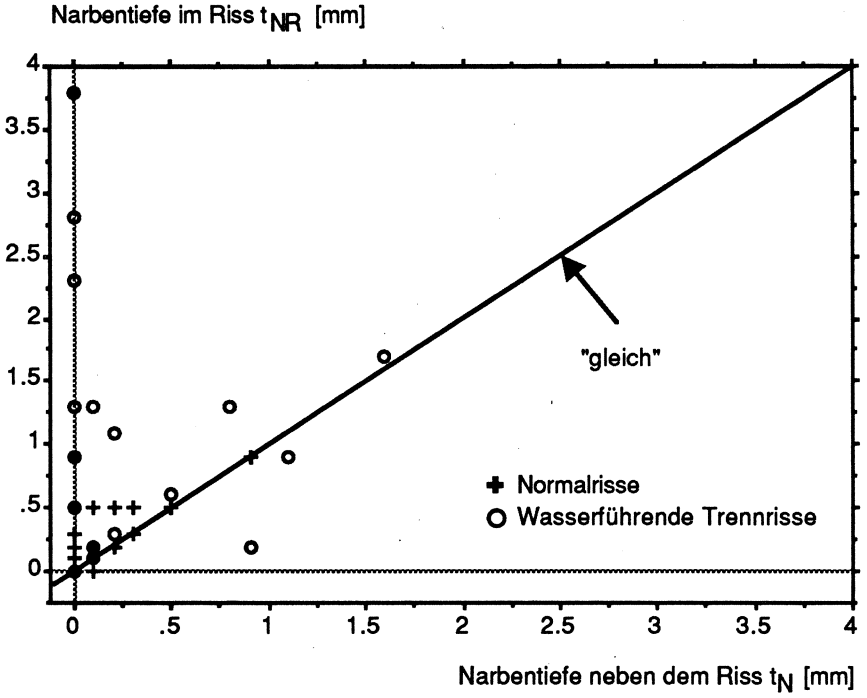


Bild 6.59: Narbentiefe im und neben dem Riss.

- ***Rissverlauf***

Einen weiteren Sekundärparameter stellt der Rissverlauf bezüglich im Riss liegender Bewehrungsstäbe dar. Es wird unterschieden zwischen Quer- und Längsrissen. Bei Querrissen verläuft der Riss quer zum Bewehrungsstab. Die exponierte, blanke Stahlfläche ist klein. Bei Längsrissen liegt der Bewehrungsstab parallel zu den Rissflanken im Riss. Die offenliegende Stahlfläche ist wesentlich grösser. Zudem erfolgt hier eine Schwächung der Betondeckung über dem Bewehrungsstab. Längsrisse neigen daher vermehrt zu entsprechender Abplatzung der Betondeckung. Bild 6.60 zeigt unter anderem die gemessene,erhöhte mittlere Narbentiefe von Längsrissen, verglichen mit Querrissen.

- ***Rissbreite***

Der Einfluss der Rissbreite auf die Bewehrungskorrosion wird sehr unterschiedlich beurteilt. Betrachtet man Korrosionsmechanismus I, bei welchem sämtliche Transportvorgänge im Riss selbst ablaufen, ist eine Abhängigkeit der Korrosionsgeschwindigkeit von der Rissbreite denkbar. Korrosionsmechanismus I führt jedoch generell zu geringen Abtragsraten. Zudem führen häufig Rissverstopfungen durch Korrosionsprodukte oder Schmutz zu einer Abnahme der Korrosionsgeschwindigkeit mit zunehmendem Bauwerksalter.

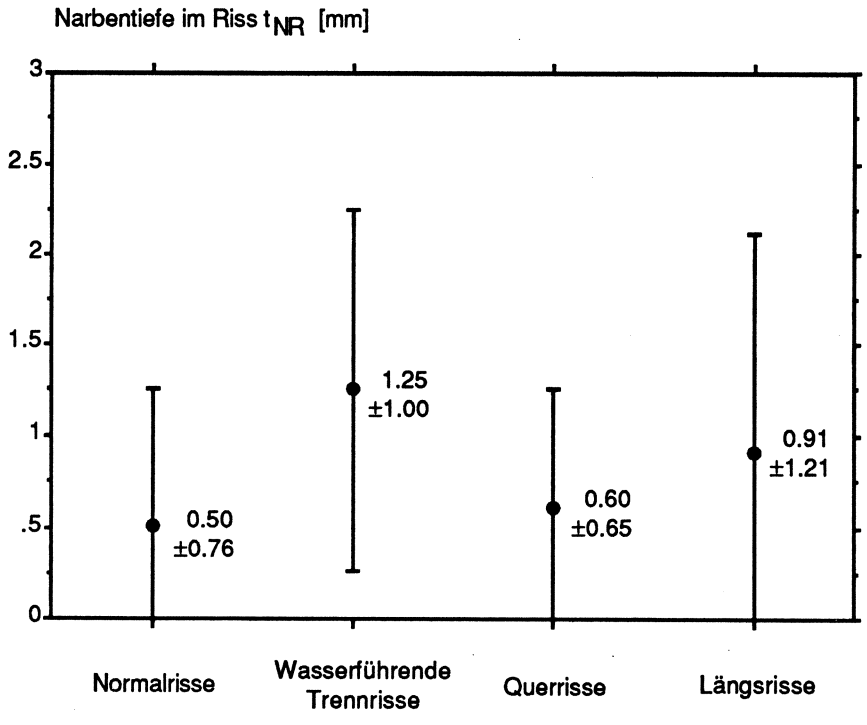


Bild 6.60: Gemessene Narbentiefen je nach Rissart und Rissverlauf.

Der Verlauf des wirkungsvolleren Korrosionsmechanismus II ist hingegen praktisch unabhängig von der Rissbreite. Die Transportvorgänge verlaufen ausschliesslich in der Betondeckschicht zwischen den Rissen. *Die Rissbreite beeinflusst höchstens den Depassivierungszeitpunkt der Bewehrung*, indem das Eindringen der Karbonatisierungsfront oder von Chloriden mehr oder weniger behindert wird.

- ***Bauwerksalter***

Allgemein wird eine Abnahme der Korrosionsgeschwindigkeit mit zunehmendem Bauwerksalter beobachtet. Weil für die Korrosion im Riss die Betonqualität zwischen den Rissen von Bedeutung ist, liegt der Grund dafür höchstwahrscheinlich in der mit dem Alter zunehmenden Betonqualität. Die grösste Gefährdung besteht bei jungem, infolge unvollständiger Hydratation noch porösem Beton. Zudem erfolgt oft eine Selbsthemmung durch die Ablagerung von Korrosionsprodukten und Schmutz im Riss.

- ***Betondeckung***

Gemäss Korrosionsmechanismus II ist die Dichtigkeit der Betondeckung von wesentlicher Bedeutung. Diese erhöht sich mit zunehmender Betondeckung. Mit der Tiefe erfolgt auch eine Zunahme der Betonfeuchtigkeit, welche einerseits als Elektrolyt den OH^--Ionentransport ermöglicht, andererseits jedoch den Sauerstoffzutritt behindert. Eine grosse Betondeckung verzögert zudem den Depassivierungszeitpunkt der Bewehrung im Riss, sei dies durch Karbonatisierung oder Chloridangriff.

- ***Dichtigkeit der Betondeckung***

Falls kein hoher Feuchtigkeitsgehalt vorliegt, behindert auch eine dichte Deckschicht den Sauerstoffzutritt nur begrenzt. Eine wesentliche Behinderung erfährt jedoch der Transport der OH^--Ionen im Elektrolyt. Dadurch wird der Einflussbereich, d.h. die Fläche der Kathode und somit die Korrosionsgeschwindigkeit erheblich reduziert.
Als Mass für die Dichtigkeit wird, angesichts der Erkenntnisse in Kapitel 6.1.2.B, nicht die Kapillarporosität, sondern die *Steighöhe* herangezogen. Mit der Steighöhe wird der Transport entlang den Korngrenzen erfasst. Als Sekundärparameter dient somit die Steighöhe nach 3 Stunden im Deckbeton, in einer Tiefe von 5-30 mm (Stufe 2).

- ***Chloridgehalt in der Rissflanke auf Bewehrungshöhe***

Chloride in der Rissflanke auf Bewehrungshöhe bewirken einerseits die Depassivierung der Bewehrung, andererseits fördern sie den Korrosionsmechanismus und führen bei grösserer Konzentration zu Lochfrass-Korrosion.

- ***Betonfeuchtigkeit***

Die Betonfeuchtigkeit, genauer das Porenwasser, bildet den Elektrolyt beim Ablauf von Korrosionsmechanismus II. Mit zunehmender Feuchtigkeit wird der Widerstand des Elektrolyten herabgesetzt und somit die Korrosion gefördert. Ein zu hoher Porenwassergehalt bewirkt hingegen eine Behinderung des Sauerstoffzutritts, was eine Reduktion der Korrosionsgeschwindigkeit bewirkt. Einer wirkungsvollen Entwicklung von Korrosionsmechanismus II sind deshalb relativ enge Grenzen gesetzt. Die Betonfeuchtigkeit konnte im Rahmen der vorliegenden Arbeit aus den in Kapitel 4.1.2.F erwähnten Gründen nicht gemessen werden. Indirekt wird sie jedoch durch die Sekundärparameter Betondeckung und Dichtigkeit der Betondeckung erfasst.

6.4.2. KORROSION IM RISS

Sieben der oben aufgeführten acht Sekundärparameter wurden mittels der durchgeführten Messungen erfasst. Wie erwähnt wird der Einfluss der Betonfeuchtigkeit nur indirekt berücksichtigt.
Ziel der folgenden Ausführungen ist es nun, den Einfluss der einzelnen Sekundärparameter auf die Bewehrungskorrosion im Riss zu ermitteln. Wie die Untersuchung zeigt, ist dabei jedoch immer die Interaktion aller beteiligten Sekundärparameter zu berücksichtigen. Zwischen einzelnen Sekundärparametern und der gemessenen Narbentiefe bestehen keine Korrelationen. Als Beispiel sei in Bild 6.61 die Beziehung Rissbreite - Narbentiefe aufgeführt. Es besteht keinerlei Zusammenhang!
Aufgrund der Problemstellung liegt es nahe, einen Lösungsansatz in der Form einer ***Wirksumme*** zu suchen. Dies soll in Analogie zu den "nichtrostenden", hochlegierten Stählen geschehen. Die Beurteilung der Beständigkeit gegen Lochfrass- und Spaltkorrosion derselben erfolgt unter anderem anhand einer die gewichteten Anteile der verschiedenen Legierungselemente berücksichtigenden Wirksumme:

$$S = 1.0 \cdot \%Cr + 3.3 \cdot \%Mo$$

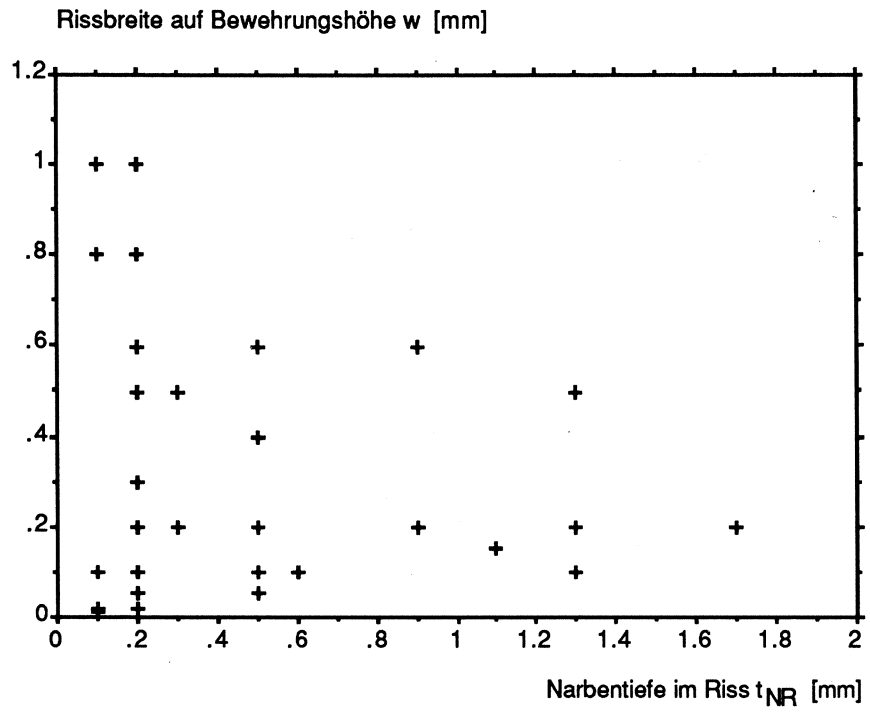


Bild 6.61: Zusammenhang Rissbreite - Narbentiefe.

Im Folgenden wird analog vorgegangen. Da die Parameterwerte unterschiedliche Einheiten aufweisen, können sie nicht einfach addiert werden. Jedem gemessenen Parameterwert eines Parameters wird deshalb ein Punktewert zugeteilt. Zusätzlich erfolgt eine Gewichtung der Parameter selbst. Die ***Wirksumme*** S_R berechnet sich aus der Summe der Produkte "Gewichte mal Punktewerte":

$$S_R = \sum \text{Gewichte} \cdot \text{Punktewerte}$$

Die Gewichtung der Parameter resultiert aus einer Optimierung der Korrelation zwischen Wirksumme und gemessener Korrosionsrate (Narbentiefe). Punktewerte und Parameter-Gewichte werden nach Tabelle 6.5 zugeteilt. Ein Punktewert oder ein Gewicht von z.B. "4" bedeutet: "Grosser Einfluss" des Parameterwertes, respektive des Parameters selbst.

In Tabelle 6.6 ist die Zuordnung der Punktewerte und die resultierende Gewichtung der Parameter selbst im Detail dargestellt. Die Zuordnung der Punktewerte basiert auf folgenden Ueberlegungen:

GEWICHT / PUNKTEWERT	EINFLUSS
1	SEHR KLEIN
2	KLEIN
3	MITTEL
4	GROSS
5	SEHR GROSS

Tab. 6.5: Gewichtung der Parameter und Parameterwerte.

- Rissart:

Wie im vorangehenden Kapitel gezeigt, muss der Einfluss von wasserführenden Trennrissen auf die Auswirkung von Rissen als "sehr gross" bezeichnet werden.

- Rissverlauf:

Bild 6.60 zeigt, dass Längsrisse im Mittel grössere Korrosionsraten aufweisen als Querrisse. Sie fallen jedoch geringer aus als bei wasserführenden Trennrissen. Der Einfluss von Längsrissen wird deshalb als "gross" klassifiziert.

- Rissbreite auf Bewehrungshöhe:

Der Einfluss einer Rissbreite von 0.2 - 0.5 mm wird als "mittel" beurteilt. Entsprechend erfolgt die Klassifikation nach oben und unten und zwar derart, dass mit zunehmder Rissbreite deren Einfluss real abnimmt.

- Alter:

Die Klassierung trägt der Erfahrung Rechnung, dass mit zunehmendem Betonalter die Korrosionsgeschwindigkeit abnimmt. Es wird davon ausgegangen, dass bei über vierzig Jahre alten Bauwerken der Einfluss des Alters nicht mehr wesentlich zunimmt. Die Anfangsphase wird hingegen stärker gewichtet.

BERECHNUNG DER WIRKSUMME						
PARAMETER	GEWICHT	PUNKTEWERT				
		1	2	3	4	5
RISSART	5			NORMALRISS		WASSERFUEHR. TRENNRISS
RISSVERLAUF	3			QUERRISS	LAENGSRISS	
RISSBREITE [mm]	2	≤ 0.1	> 0.1 bis 0.2	> 0.2 bis 0.5	> 0.5 bis 1.0	> 1.0
ALTER [Jahre]	4		≤ 15	> 15 bis 40	> 40	
BETONDECKUNG [mm]	3	≥ 40	30 bis < 40	20 bis < 30	10 bis < 20	< 10
STEIGHOEHE [mm]	3	≤ 5	> 5 bis 10	> 10 bis 15	> 15 bis 20	> 20
CHLORIDGEHALT [M.-%B.] [M.-%Z.]	3	> 0 bis 0.05 > 0 bis 0.4		>0.05 bis 0.125 > 0.4 bis 1.0		> 0.125 > 1.0

Tab. 6.6: Berechnung der Wirksumme zur Beurteilung der Auswirkung von Rissen.

- Betondeckung:

Der Einfluss einer Betondeckung von 20 bis < 30 mm wird als "mittel" beurteilt. Die restliche Klassifikation erfolgt entsprechend. Betondeckungen < 10 mm sind von sehr grossem Einfluss, Werte ≥ 40 mm fallen nicht mehr ins Gewicht.

- Steighöhe nach drei Stunden in der Tiefe 5-30 mm:

In Anlehnung an Bild 6.19 wird eine Steighöhe in der Deckschicht von > 10 bis 15 mm als "mittel" bezeichnet. Die maximal mögliche Steighöhe beträgt 25 mm.

- Chloridgehalt in der Rissflanke auf Bewehrungshöhe:

Der Chloridgehalt ist obenstehend bezogen auf das Beton-, untenstehend auf das Zementgewicht klassifiziert. Der Einfluss von Chloridgehalten unter 0.4 [M.-%Z.] (kritischer Chloridgehalt) wird als "sehr klein" bezeichnet. Chloridgehalte über 1.0 [M.-%Z.] sind generell von sehr grossem Einfluss.

Der zweiten Spalte von Tabelle 6.6 ist das resultierende Gewicht der einzelnen Parameter zu entnehmen. Die Gewichtung erfolgt aufgrund der Tabelle 6.7 und beruht auf folgendem Vorgehen:

In der Wirksumme wird jeweils ein Parameter alternierend sehr stark gewichtet (Gewicht "5"). Die restlichen Parameter verbleiben mit Gewicht "1". Aufgrund der sich ergebenden Korrelationskoeffizienten r zwischen Wirksumme und Narbentiefe erfolgt entsprechend die Gewichtung. Eine erhöhte Gewichtung der Rissbreite beispielsweise bewirkt eine wesentliche Abminderung der Korrelation (r=0.258).

⇒ Der Einfluss der Rissbreite auf die Korrosion ist dementsprechend klein!
⇒ Der Einfluss der Rissart ist hingegen sehr gross!

Von mittlerem, ungefähr gleich starkem Einfluss sind Rissverlauf, Betondeckung, Steighöhe und Chloridgehalt. Von grossem Gewicht ist das Betonalter.

Vor allem hinsichtlich des Einflusses von Rissart und Rissbreite bestätigt die resultierende Gewichtung somit die Beurteilung der einzelnen Parameter in Kapitel 6.4.1.

Erhöht man innerhalb der resultierenden Gewichts-Konstellation gemäss Tabelle 6.6 das Gewicht der Rissbreite stufenweise gemäss Tabelle 6.8, bewirkt dies eine nur unbedeutende Aenderung, respektive Abnahme des Korrelationskoeffizienten. Der geringe Einfluss der Rissbreite wird dadurch bestätigt.

Berechnung der Gewichtung der Sekundärparameter								
Rissart	Rissverlauf	Rissbreite	Alter	Betondeckung	Steighöhe	Chloridgehalt	r	Gewicht
1	1	1	1	1	1	1	0.697	
5	1	1	1	1	1	1	0.867	5
1	*5*	1	1	1	1	1	0.601	3
1	1	*5*	1	1	1	1	0.258	2
1	1	1	*5*	1	1	1	0.738	4
1	1	1	1	*5*	1	1	0.635	3
1	1	1	1	1	*5*	1	0.509	3
1	1	1	1	1	1	*5*	0.522	3
5	**3**	**2**	**4**	**3**	**3**	**3**	**0.788**	

Tab. 6.7: Ermittlung der Parameter-Gewichte.

Einfluss der Rissbreite							
Rissart	Rissverlauf	*Rissbreite*	Alter	Betondeckung	Steighöhe	Chloridgehalt	r
5	**3**	***2***	**4**	**3**	**3**	**3**	**0.788**
5	3	*3*	4	3	3	3	0.779
5	3	*4*	4	3	3	3	0.762
5	3	*5*	4	3	3	3	0.739

Tab. 6.8: Einfluss der Gewichtung der Rissbreite auf den Korrelationskoeffizienten r.

In Bild 6.62 ist die Verteilung aller möglichen Kombinationen der Wirksumme gemäss Tabelle 6.6 dargestellt. 4500 Kombinationsmöglichkeiten bestehen. Es resultiert annähernd eine Normalverteilung. Eine Regressionsanalyse ist somit zulässig.

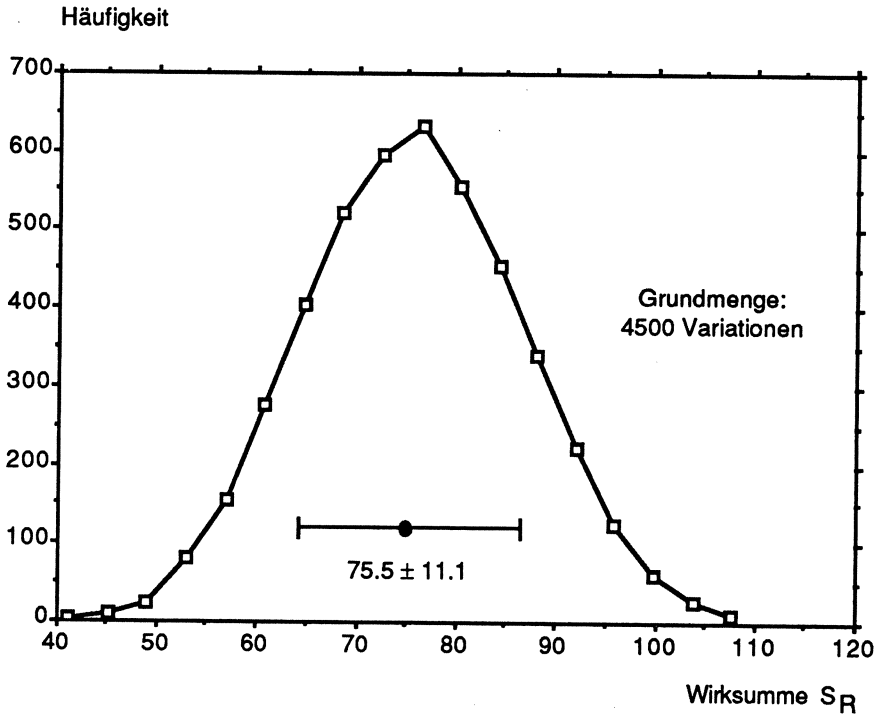


Bild 6.62: Häufigkeitsverteilung der Wirksumme.

Die sich ergebende Korrelation zwischen Wirksumme und Narbentiefe ist in Bild 6.63 aufgezeigt. Insgesamt wurden 116 Risse untersucht. In 39 Fällen war der Riss Ursache der Korrosion. In 22 dieser 39 Fälle waren alle benötigten Sekundärparameter vorhanden. Trotz dieser letztendlich beschränkten Stichprobe zeigt sich eine deutliche Zunahme der gemessenen Narbentiefe mit zunehmender Wirksumme. Der Korrelationskoeffizient ist mit r=0.79 relativ hoch.

In 17 Fällen wurde der Parameter Steighöhe nicht gemessen. Berücksichtigt man den Einfluss der Steighöhe nicht, indem man diese überall gleich gewichtet (Punktewert "3"), ergibt sich nur eine geringe Abweichung der Regressionsgeraden, wie Bild 6.64, jetzt aber mit 39 Messwerten, zeigt. Die Gerade verläuft etwas flacher, da in den Bereichen mit grosser Narbentiefe die Steighöhe mit dem Punktewert "3" unterbewertet ist. Insgesamt wird dadurch die Gültigkeit der Korrelation mit nur 22 Messwerten in Bild 6.63 bestätigt.

⇒ ***Anhand der vorstehenden Ausführungen ist klar ersichtlich, dass es nicht möglich ist, allgemein gültige, zulässige Rissbreiten zu bestimmen. Diese variieren, je nach Parameterkombination der vielen Begleitparameter. Die vorliegende Korrelation zwischen Wirksumme und Narbentiefe ermöglicht es nun jedoch, jeden Einzelfall separat zu beurteilen, wie die folgenden, typischen Beispiele zeigen.***

Geht man davon aus, dass während der Nutzungsdauer eines Bauwerkes (80-120 Jahre), keine nennenswerten Korrosionserscheinungen (Narbentiefe ≤ 0.3 mm) auftreten sollen, ist die Wirksumme, gemäss Bild 6.63, auf ca. 65 zu beschränken:

$$S_R \leq 65$$

- Beispiel 1:
Normalriss im Steg entlang eines Bügels; Betondeckung gem. SIA 162: c = 30 mm; durchschnittliche Betonqualität: Steighöhe > 10 bis 15 mm; keine Chloride:

$$\textit{Punktewert Rissbreite} = 0.5 \cdot (65 - 5 \cdot 3 - 3 \cdot 4 - 4 \cdot 4 - 3 \cdot 2 - 3 \cdot 3 - 3 \cdot 0) = 3.5$$

$$\Rightarrow \textit{zulässige Rissbreite: } w_{zul.} \leq 0.5 \textit{ mm (gem. Tab. 6.6).}$$

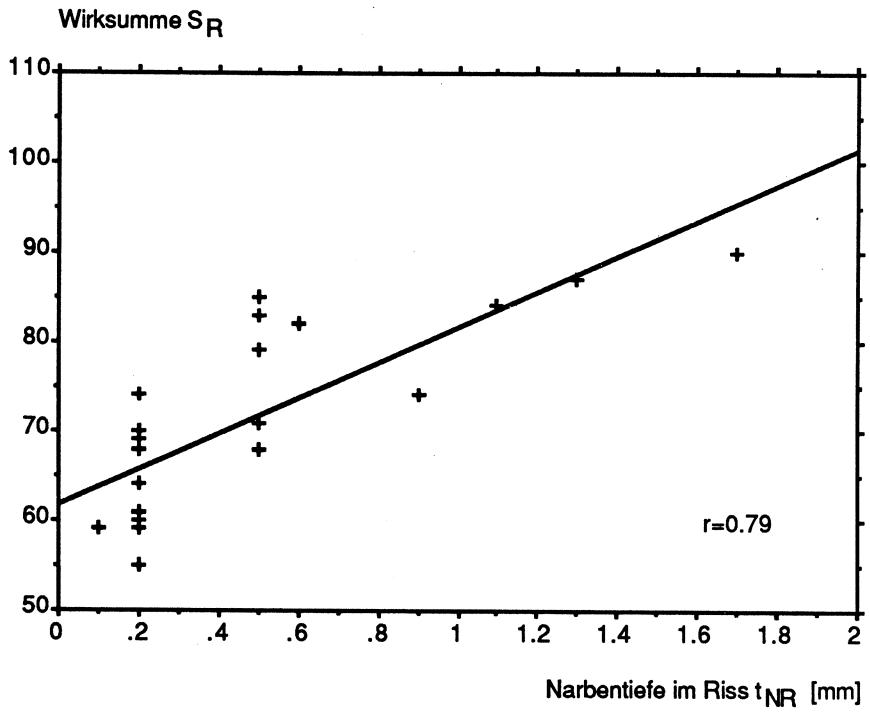


Bild 6.63: Korrelation zwischen Wirksumme und Narbentiefe im Riss.

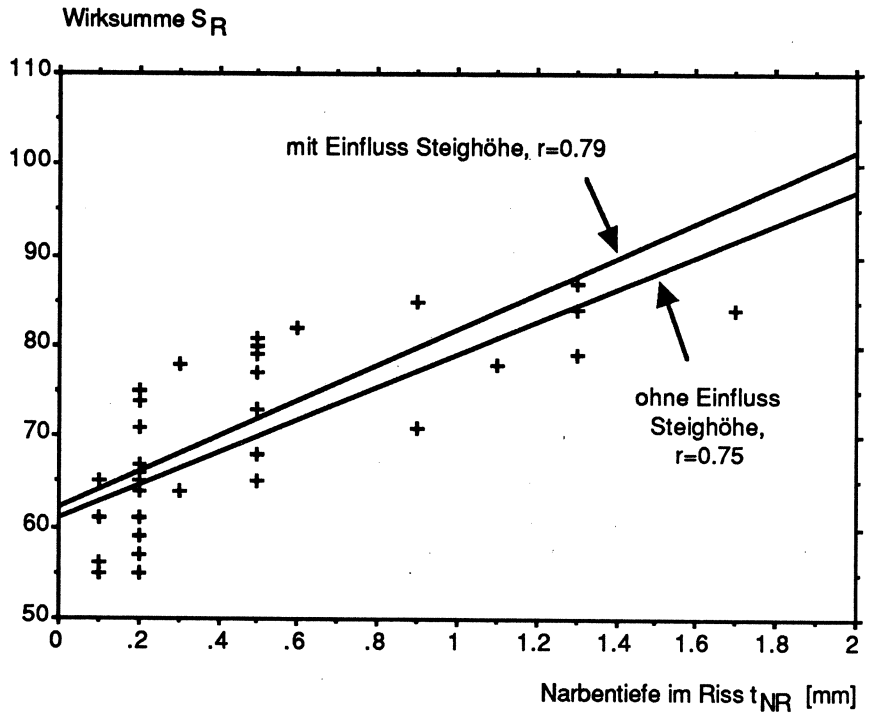


Bild 6.64: Korrelation wie in Bild 6.63, jedoch ohne Einfluss der Steighöhe.

- Beispiel 2:

Normalriss in der Fahrbahnplatte oben; Querriss (Kragplattenanschluss); Betondeckung gem. SIA 162: c = 40 mm; durchschnittliche Betonqualität: Steighöhe > 10 bis 15 mm; mittlerer Chloridgehalt: 0.4 bis 1.0 [M.%-Z.]:

$$\text{Punktewert Rissbreite} = 0.5 \cdot (65 - 5 \cdot 3 - 3 \cdot 3 - 4 \cdot 4 - 3 \cdot 1 - 3 \cdot 3 - 3 \cdot 3) = 2$$

$$\Rightarrow \text{zulässige Rissbreite: } w_{zul.} \leq 0.2 \text{ mm.}$$

- Beispiel 3:

"Günstigster" wasserführender Trennriss; Querriss; Betondeckung: c = 30 mm; durchschnittliche Betonqualität: Steighöhe > 10 bis 15 mm; keine Chloride:

$$\text{Punktewert Rissbreite} = 0.5 \cdot (65 - 5 \cdot 5 - 3 \cdot 3 - 4 \cdot 4 - 3 \cdot 2 - 3 \cdot 3 - 3 \cdot 0) = 0$$

$$\Rightarrow \text{unzulässig!}$$

⇒ Wasserführende Trennrisse sind generell unzulässig, wenn im Laufe der Nutzungsdauer keine nennenswerte Korrosion der Bewehrung auftreten soll.

Die ermittelten zulässigen Rissbreiten dieser typischen, häufig auftretenden Beispiele zeigen eine gute Uebereinstimmung mit entsprechenden Literaturangaben [14, 22, 28] und bestätigen somit das entwickelte Verfahren zur Beurteilung von Rissen als zutreffend.

Die bisherigen Beispiele gehen davon aus, dass im Laufe der Nutzungsdauer keine nennenswerte Korrosion auftreten darf. Es ist jedoch denkbar, dass man gegen Ende der vorgesehenen Nutzungsdauer einen gewissen Abtrag als zulässig erachtet.

Geht man beispielsweise davon aus, dass man ein Absinken des Widerstandsbeiwertes von $\gamma_R = 1.2$, gemäss SIA 162, um ca. 10% auf $\gamma_R = 1.1$ zulässt (dynamisch unempfindliches Bauteil vorausgesetz), entspricht dies, bei einem Stabdurchmesser von 12 mm (häufig auftretend), einer Narbentiefe von ca. 2 mm (als Kreissegment mit Höhe 2 mm gerechnet). Für eine zulässige Narbentiefe von 2 mm ist nun jedoch eine wesentlich erhöhte Wirksumme von ca. 90 zulässig:

$$S_R \leq 90$$

In diesem Fall sind nun unter anderem auch wasserführende Trennrisse, innerhalb gewisser Parameterkombinationen, zulässig:

- Beispiel 4:
Wasserführender Trennriss; Längsriss; Betondeckung: c = 25 mm beispielsweise; durchschnittliche Betonqualität: Steighöhe > 10 bis 15 mm; hoher Chloridgehalt: > 1.0 [M.%-Z.]:

$$\text{Punktewert Rissbreite} = 0.5 \cdot (90 - 5{\cdot}5 - 3{\cdot}4 - 4{\cdot}4 - 3{\cdot}3 - 3{\cdot}3 - 3{\cdot}5) = 2$$
$$\Rightarrow \text{zulässige Rissbreite: } w_{zul.} \leq 0.2 \text{ mm.}$$

Das beschriebene Verfahren der Bildung einer alle einflussreichen Parameter berücksichtigenden Wirksumme erlaubt somit, generell Risse mit unterschiedlichsten Parameterkombinationen, in Abhängigkeit von einer akzeptierten Narbentiefe, zu beurteilen.

Mit Ausnahme von Chloridgehalt und Steighöhe sind alle notwendigen Parameter am Bauwerk einfach und ***zerstörungsfrei*** bestimmbar! In vielen Fällen genügt jedoch schon eine grobe Abschätzung über die allfällige Existenz von Chloriden (Stege sind meistens chloridfrei) und die Annahme einer mittleren Steighöhe, um grundsätzlich zu entscheiden, ob ein Riss ungefährlich ist, oder ob eine genauere Untersuchung mittels Bohrkernen erforderlich ist. Die Rissbreite auf Bewehrungshöhe kann dabei näherungsweise OK Beton gemessen werden.

6.4.3. KORROSION IM UNGERISSENEN BEREICH

Die Beurteilung eines allfälligen Korrosionsrisikos im ungerissenen Bereich kann nun, entsprechend dem in Kapitel 6.4.2. dargestellten Verfahren, in analoger Weise erfolgen. Gemäss den Ausführungen über die zu berücksichtigenden Parameter in Kapitel 6.4.1., welche aus der Erfassung der Qualität der Betondeckschicht im ungerissenen Bereich resultieren, sind für die Korrosion im ungerissenen Bereich folgende Parameter von Bedeutung:

- *Bauwerksalter*
- *Betondeckung*
- *Dichtigkeit der Betondeckung (Steighöhe)*
- *Chloridgehalt auf Bewehrungshöhe*
- *Betonfeuchtigkeit*

Bezüglich des Einflusses dieser Parameter auf die Bewehrungskorrosion gelten grundsätzlich dieselben Bemerkungen wie in Kapitel 6.4.1. Mit zunehmendem Bauwerksalter erfolgt eine Abnahme der Korrosionsgeschwindigkeit. Mit zunehmender Betondeckung wird der Depassivierungszeitpunkt der Bewehrung durch Karbonatisierung oder Chloridangriff hinausgezögert. Zudem erfolgt mit der Tiefe eine Zunahme der Betonfeuchtigkeit. Die Dichtigkeit beeinflusst nebst dem Ionen- auch den Stofftransport und somit die Eindringtiefe von CO_2 und Chlorid mit Wasser. Bezüglich Chloridgehalt ist nichts anzufügen. Die Betonfeuchtigkeit wird wiederum nur indirekt erfasst.

Klar festgehalten sei hier, dass die vorhandene Karbonatisierungstiefe selbst kein in die Wirksumme eingehender Parameter ist! Der Karbonatisierungsfortschritt wird durch die Parameter Bauwerksalter, Dichtigkeit der Betondeckung und Betonfeuchtigkeit erfasst.

In analoger Weise wird nun eine Wirksumme aus den Produkten der "Parametergewichte mal Punktewerte" aus den ersten vier Parametern gebildet:

$$S = \sum \textit{Gewichte} \cdot \textit{Punktewerte}$$

Die Berechnung der Wirksumme erfolgt gemäss Tabelle 6.9. Die Zuordnung der Punktewerte stimmt dabei mit Tabelle 6.6 überein. Die Gewichtung der Parameter, wiederum resultierend aus der Optimierung der Korrelation zwischen Wirksumme und Korrosionsabtrag, fällt jedoch unterschiedlich zu Tabelle 6.6 aus:

Von sehr hohem Gewicht ist das Betonalter. Betondeckung und Chloridgehalt sind von hohem Gewicht. Der Einfluss der Steighöhe ist klein. Die resultierende Gewichtung von Alter, Betondeckung und Chloridgehalt ist somit, gegenüber den Verhältnissen im Riss, um eine Stufe erhöht.

BERECHNUNG DER WIRKSUMME						
PARAMETER	**GEWICHT**	**PUNKTEWERT**				
		1	**2**	**3**	**4**	**5**
ALTER [Jahre]	**5**		≤ 15	> 15 bis 40	> 40	
BETONDECKUNG [mm]	**4**	≥ 40	30 bis < 40	20 bis < 30	10 bis < 20	< 10
STEIGHOEHE [mm]	**2**	≤ 5	> 5 bis 10	> 10 bis 15	> 15 bis 20	> 20
CHLORIDGEHALT [M.-%B.] [M.-%Z.]	**4**	> 0 bis 0.05 > 0 bis 0.4		>0.05 bis 0.125 > 0.4 bis 1.0		> 0.125 > 1.0

Tab. 6.9: Berechnung der Wirksumme zur Beurteilung der Korrosion im ungerissenen Bereich.

Die relative Gewichtung zueinander ist jedoch, mit Ausnahme der Steighöhe, unverändert. Die Gewichtung der Steighöhe ist kleiner. Der Widerstand des Elektrolyten ist offenbar von geringerer Bedeutung, da im Vergleich zu Korrosionsmechanismus II im Riss für die OH^--Ionen geringere Wege zurückzulegen sind. Die resultierende Gewichtung der Parameter erscheint somit wiederum plausibel.

Die sich ergebende Korrelation zwischen Wirksumme und Narbentiefe ist in Bild 6.65 dargestellt. Sie ist etwas weniger ausgeprägt als in Bild 6.63, jedoch immer noch deutlich. Der Einfluss der nur indirekt erfassten Betonfeuchtigkeit ist hier grösser als im Riss und verursacht die grössere Streuung der Resultate.

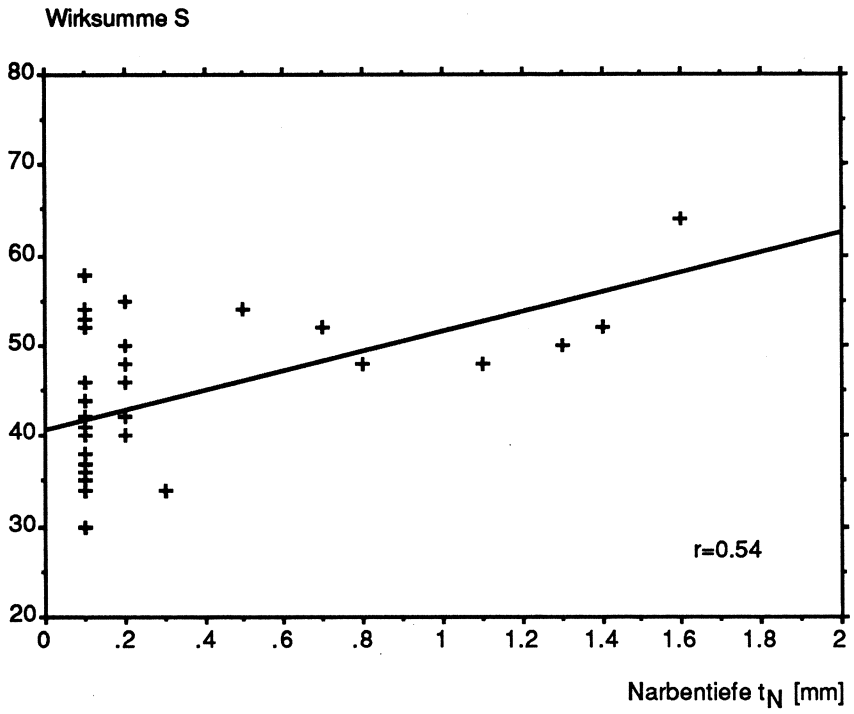


Bild 6.65: Korrelation zwischen Wirksumme und Narbentiefe im ungerissenen Bereich.

Es ist nun wiederum möglich, das Korrosionsrisiko von Fall zu Fall, je nach gegebener Parameterkombination und zugelassener Narbentiefe, in einfacher Art und Weise abzuschätzen, wie dies die folgenden, typischen Beispiele zeigen:

Sollen im Laufe der Nutzungsdauer (80-120 Jahre) keine nennenswerten Korrosionserscheinungen auftreten (Narbentiefe ≤ 0.3 mm), ist eine Wirksumme von ca. 40 einzuhalten:

$$S \leq 40$$

- Beispiel 1:

Stege, Gefährdung durch Karbonatisierung: Betondeckung gem. SIA 162: c = 30 mm; durchschnittliche Betonqualität: Steighöhe > 10 bis 15 mm; keine Chloride:

$$S = 5 \cdot 4 + 4 \cdot 2 + 2 \cdot 3 + 4 \cdot 0 = 34 < 40$$

- Beispiel 2:

Fahrbahnplatte oben, Gefährdung durch Chlorideinwirkung: Betondeckung gem. SIA 162: c = 40 mm; durchschnittliche Betonqualität: Steighöhe > 10 bis 15 mm; mittlerer Chloridgehalt: 0.4 bis 1.0 [M.%-Z.]:

$$S = 5 \cdot 4 + 4 \cdot 1 + 2 \cdot 3 + 4 \cdot 3 = 42 \approx 40$$

⇒ Bei Beachtung der heutigen Kenntnisse der Betontechnologie besteht somit kein Korrosionsrisiko!

- Beispiel 3:

Fahrbahnplatte oben; Betondeckung: c = 25 mm (ungenügend); Beton undicht: Steighöhe > 15 bis 20 mm; mittlerer Chloridgehalt: 0.4 bis 1.0 [M.%-Z.]:

$$S = 5 \cdot 4 + 4 \cdot 3 + 2 \cdot 4 + 4 \cdot 3 = 52 > 40$$

Es ist gemäss Bild 6.65 mit einer starken Korrosion der Bewehrung zu rechnen!

Aus obenstehenden Ausführungen geht ganz klar hervor, dass analog zu zulässigen Rissbreiten auch ***kein absoluter kritischer Chloridgehalt existiert!*** Der kritische Chloridgehalt, bei dessen Ueberschreiten Bewehrungskorrosion einsetzt, variiert je nach Begleitparameter-Kombination. Die vorliegenden Ergebnisse erlauben nun, einen vorhandenen Chloridgehalt, unter Berücksichtigung der Begleitparameter, in bezug auf die Bewehrungskorrosion zu beurteilen.

6.4.4. KORROSION ALLGEMEIN

Die Resultate aus Kapitel 6.4.2. und 6.4.3. können zusammengefasst werden. In Bild 6.66 sind die Korrelationen zwischen Wirksumme und Narbentiefe für die Beurteilung "im Riss" und im "ungerissenen Bereich" dargestellt. Eingezeichnet sind jeweils Mittwelwert, entsprechend Bild 6.63 und 6.65, und 85%-Fraktile. "Im Riss" beträgt die einfache Standardabweichung (Differenz zwischen Mittelwert und 85%-Fraktile) $s_R = 6.72$, im "ungerissenen Bereich" $s = 6.21$.

- Beispiel

Korrosion im Riss; Wirksumme $S_R = 70$: Wahrscheinlichkeit = 50% dass Narbentiefe ≤ 0.4 mm, Wahrscheinlichkeit = 85% dass Narbentiefe ≤ 0.8 mm.

In Bild 6.67 sind die Tabellen 6.6 und 6.9 graphisch umgesetzt. Als "Gewicht G_i" ist dabei direkt das Produkt "Parametergewicht mal Punktewert" aufgetragen. Die Wirksumme "im Riss" wird aus der Summe aller 7 Gewichte gebildet, im "ungerissenen Bereich" erfolgt die Summation über die ersten 4 Parameter.
Die Darstellung in Bild 6.66 und 6.67 erlaubt somit generell, die Wahrscheinlichkeit des Auftretens von Korrosion sowohl im Riss als auch im ungerissenen Bereich, von Fall zu Fall, abzuschätzen.

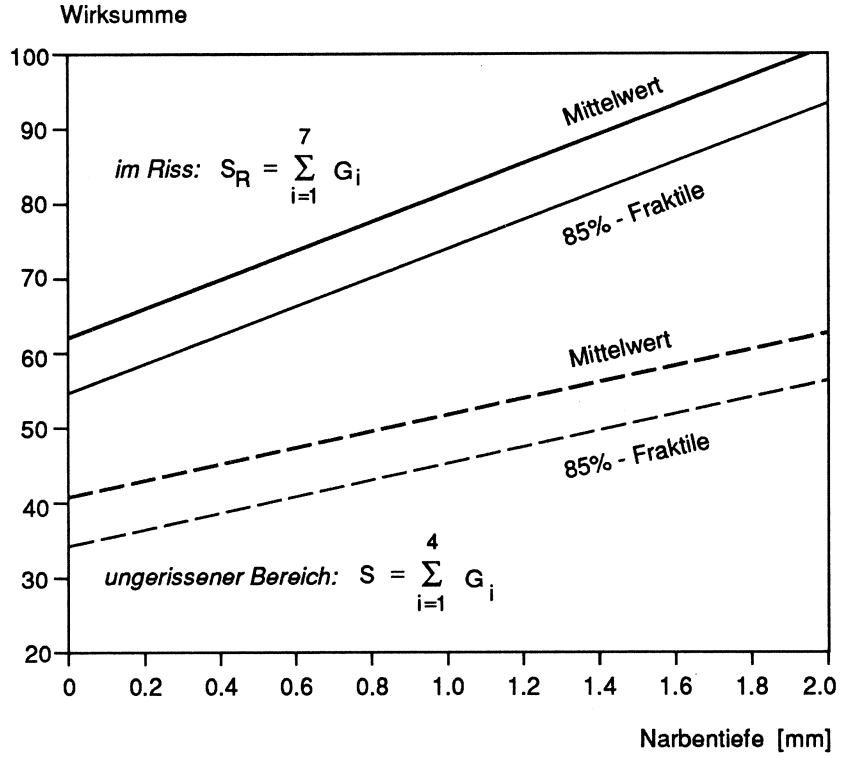


Bild 6.66: Zusammenhang Wirksumme - Narbentiefe.

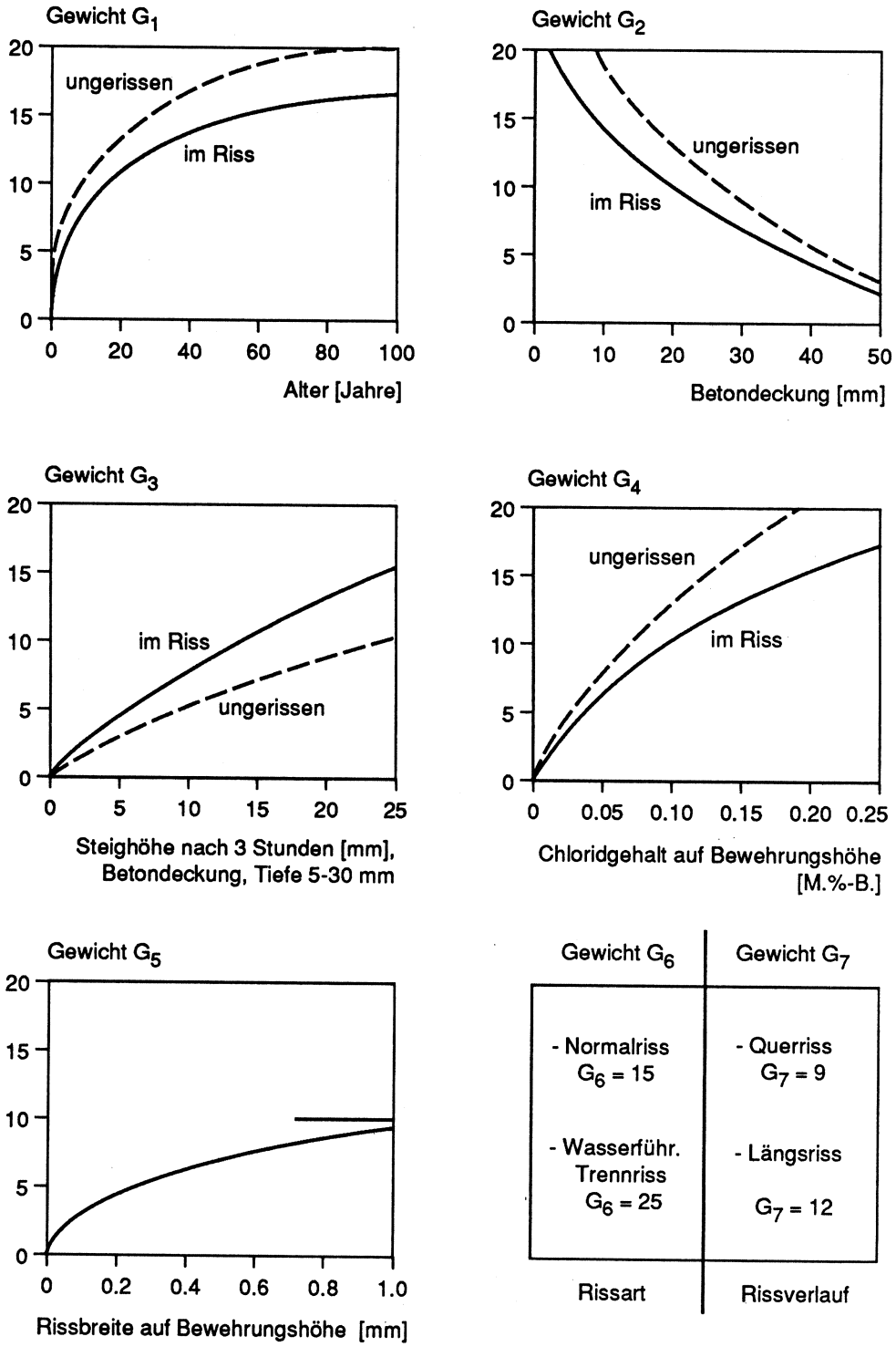


Bild 6.67: Zuordnung der Gewichte G_i zu den verschiedenen Parametern.

7. SCHLUSSFOLGERUNGEN

7.1. PROJEKTIERUNG

7.1.1. ALLGEMEINE BEMERKUNGEN

Im Folgenden werden die Erkenntnisse des vorliegenden Forschungsprojektes bezüglich Dauerhaftigkeit von Stahlbetontragwerken für Projektierung, Ausführung, Unterhalt und Instandstellung erläutert.

Ziel der Projektierung ist es unter anderem, dauerhafte Stahlbetontragwerke zu entwerfen. Massgebende Kriterien sind dabei ***die Dicke und die Dichtigkeit der Betondeckschicht.***

Die Dicke der Betondeckschicht beeinflusst in erster Linie den *Depassivierungszeitpunkt* der Bewehrung durch Karbonatisierung oder Chlorideinwirkung. In Tabelle 7.1 sind die in Kapitel 6.2. und 6.3. ermittelten *Grenzeindringtiefen* der Karbonatisierung und der Chlorideinwirkung zusammengefasst. Der Geltungsbereich umfasst dabei Tragwerke aus Konstruktionsbeton, insbesondere Brücken, unter normalen, atmosphärischen Bedingungen. Ausgeschlossen sind extreme Expositionen mit speziellen Belüftungsverhältnissen (z.B. Tunnel), extremen Einwirkungskonzentrationen (z.B. Salzlager) oder Fehlstellen (z. B. Kiesnester). Die ermittelten Grenzeindringtiefen zeigen eine gute Uebereinstimmung mit den in SIA 162 [34] geforderten Betondeckungen. Dies zeigt auch die unter anderem aus Tabelle 7.1 abgeleitete Tabelle 7.2, welche die aus der vorliegenden Arbeit resultierenden Anforderungen an *"dauerhaften Beton"* enthält. Bei der Betondeckung ist zu beachten, dass es sich um *Mindestwerte* handelt. Gemäss SIA 162 ist demzufolge ein Vorhaltemass von mindestens 5 mm zu berücksichtigen. Zwangslängen bei Bewehrungsstäben sollten in diesem Zusammenhang vermieden werden.

Im Kontaktwasserbereich ist eine Abdichtung vorzusehen, da allein eine Betondeckung von 40 mm den Wassertransport in allfälligen Hohlräumen unter der Bewehrung nicht verhindern kann. Im Spritzwasserbereich ist eine die Kapillarwirkung eliminierende Hydrophobierung zu empfehlen.

GRENZEINDRINGTIEFEN - 85%-FRAKTILEN	
KARBONATISIERUNG:	**30 mm**
CHLORIDEINWIRKUNG:	**60 mm**
0.4%-CHLORIDFRONT:	
- Kontaktwasserbereich:	**40 mm**
- Spritzwasserbereich:	**30 mm**

Tab. 7.1: Grenzeindringtiefen von Transportvorgängen.

DAUERHAFTER BETON	
W/Z-WERT:	0.45 - 0.55
BETONDECKUNG, MINDESTWERTE!:	
- ohne Chloride und Sprühnebelbereich:	30 mm
- Spritzwasserbereich:	30 mm mit Hydrophobierung
- Kontaktwasserbereich:	40 mm mit Isolation
LUFTPOREN:	nach Anforderung

Tab 7.2: Anforderungen an "dauerhaften Beton".

Bei der im Zusammenhang mit Instandstellungsaufgaben oft erforderlichen Verstärkung von Fahrbahnplatten, meist verbunden mit der Entfernung der obenliegenden Deckschicht, ist im Prinzip das Aufbringen eines Betonbelages sinnvoll. Ein *Betonbelag* wirkt statisch mit, verursacht keine Erhöhung der ständigen Lasten und stellt eine wirkungsvolle Bremse in bezug auf die Chloridinfiltration dar, wie dies Bild 6.43 für die Tripolis-Brücke eindrücklich zeigt. Ein Betonbelag von ca. 100 mm Stärke ist auch genügend dicht, um einen allfälligen Wassertransport in Hohlräumen unter der Bewehrung auszuschliessen.

Die Dichtigkeit der Betondeckung beeinflusst Ausmass und Geschwindigkeit sämtlicher Transportvorgänge, sei dies CO_2-Diffusion (Karbonatisierung), Chloridinfiltration im "Huckepack"-Verfahren, Ionentransport im Elektrolyt (OH^--Ionen) oder in begrenzter Weise Sauerstoffzutritt. Wie in Kapitel 6.1 gezeigt, ist die Dichtigkeit der Deckschicht, infolge des vorherrschenden *Korngrenzentransportes*, durch den W/Z-Wert nur bedingt beeinflussbar. Von wesentlich grösserem Gewicht ist eine wirkungsvolle *Nachbehandlung,* welche, nebst der Gewährleistung einer vollständigen Hydratation, insbesondere eine Einschränkung der Bildung von *Mikrorissen* aus thermischen (Hydratationswärme) und hygrischen (Schwinden) Inkompatibilitäten zur Folge hat. Das Nachbehandlungsverfahren muss projektiert und ausgeschrieben werden!

⇒ Zur Bedeutung des W/Z-Wertes sei jedoch klar festgehalten, dass dessen Einfluss auf die Dichtigkeit des Betons zwar beschränkt ist; ein niedriger W/Z-Wert führt jedoch unbestritten, v.a. bezüglich Druckfestigkeit und Frost-Tausalz-Beständigkeit, zu einer allgemeinen Qualitätsverbesserung des Betons.

Im weiteren sind Bewehrungskonzentrationen, insbesondere bei Bewehrungsstössen oder Krafteinleitungszonen, zu vermeiden. Die sich in diesen Zonen oft bildenen Hohlräume sind bevorzugte Ansatzstellen für Lochfrass-Korrosion!

Der Einfluss von Rissen auf die Dauerhaftigkeit muss differenziert betrachtet werden. Wesentlich sind Rissart, Rissverlauf und Dichtigkeit der Deckschicht neben dem Riss.

⇒ Von untergeordneter Bedeutung ist die Rissbreite! Eine "genaue" Berechnung der Rissbreite auf 1/10 mm und eine darauf aufbauende Bemessung der Bewehrung ist wenig sinnvoll! Von wesentlich grösserer Bedeutung sind konstruktive Massnahmen (z.B. Abdichtungen), um insbesondere wasserführende Trennrisse zu vermeiden.

Ein Riss ist immer im Zusammenhang mit allen Begleitparametern zu beurteilen. Allgemein zulässige Rissbreiten, deren Einhaltung die Vermeidung von Korrosion garantieren, existieren nicht (vgl. Kapitel 6.4)!

7.1.2. SIA-NORM 162, KAPITEL "3 33 RISSE"

In Ziffer 3 33 2 der SIA-Norm 162, Ausgabe 1989 [34], wird unterschieden zwischen *normalen* und *hohen Anforderungen*. Hohe Anforderungen werden gestellt, wenn u.a. chemische Einwirkungen (Tausalz) bedeutend sind und/oder eine hohe Dichtigkeit angestrebt wird. Die Mindestbewehrung zur Beschränkung der Rissbreiten gemäss Ziffer 3 33 4 ist dabei nach Ziffer 3 33 32 um 30% zu erhöhen. Zudem sind die Stahlspannungen zur "Begrenzung der Risse" gemäss Figur 20 zu reduzieren.
Figur 20 basiert auf einer mittleren zu erwartenden Rissbreite von 0.15 mm und einem Maximum von 0.25 mm. Risse mit derartigen Rissbreiten können jedoch wasserführend sein! Bild 6.61 zeigt dies deutlich. Die Risse mit Narbentiefen >1 mm und Rissbreiten ≤0.2 mm waren alle wasserführend. Ueber die indirekte Beschränkung der Rissbreiten gemäss Figur 20 können die gefährlichen wasserführenden Trennrisse nicht verhindert werden! Die Unterscheidung zwischen normalen und hohen Anforderungen für die Beurteilung von Rissen ist zwar im Hinblick auf das Aussehen sinnvoll, bezüglich Dauerhaftigkeit jedoch nicht relevant. Ein Vorgehen nach Ziffer 3 33 2 "hohe Anforderungen" führt, v.a. bei dicken Bauteilen, zu einem unnötig hohen Bewehrungsaufwand, der eine gute Dauerhaftigkeit in keiner Weise gewährleistet! Grundsätzlich sind wasserführende Risse in tragenden Bauteilen durch entsprechende Abdichtungen zu vermeiden. Eine gute Dauerhaftigkeit kann nicht durch die Beschränkung der Rissbreiten erreicht werden!

7.2. AUSFUEHRUNG

Bezüglich Dauerhaftigkeit sind unter anderem folgende Massnahmen zu treffen:

- *Einhaltung/Kontrolle der Betondeckung (Mindestwerte!)*
- *Frischbetonkontrollen*
- *Einhaltung/Kontrolle der vorgeschriebenen Nachbehandlung*

Die Einhaltung der geforderten Betondeckung ist von grösster Bedeutung! Die Bewehrungskörbe sind entsprechend durch Binden und genügend Abstandhalter unverschiebbar und stabil auszubilden. Ein Rückfedern der oberen Lagen während dem Betonieren und Entmischungen durch unsachgemässes Verdichten sind zu vermeiden. Mit Frischbetonkontrollen ist die geforderte Betonqualität zu überprüfen. Ebenso ist die vorgeschriebene Nachbehandlung zu kontrollieren. ⇒ ***Die Einhaltung des Bauprogrammes darf nicht auf Kosten der Nachbehandlung erfolgen!***

7.3. UNTERHALT

Im Rahmen der Unterhaltsarbeiten kann der Zustand der Bewehrung, sowohl im Riss als auch im ungerissenen Bereich, mit der in Kapitel 6.4.4. definierten *Wirksummen* beurteilt werden. Im Normalfall kann in dieser Phase *zerstörungsfrei* entschieden werden, ob ein Zustand akzeptabel ist, oder ob weitere Massnahmen getroffen werden müssen.

7.4. INSTANDSTELLUNG

Durch zusätzliche Messungen von Chloridgehalt und Steighöhe gemäss Kapitel 6.4.4. ist eine detailliertere Beurteilung möglich. Auch kann das Verhalten bis zum Erreichen der Nutzungsdauer abgeschätzt werden. Die Bildung der Wirksummen gemäss Kapitel 6.4.4. zur Beurteilung von Rissen und des ungerissenen Bereiches erlaubt somit die Erfassung des "Ist"-Zustandes gemäss SIA Merkblatt 2002 [39]. Aus dem Vergleich mit dem "Soll"-Zustand resultieren die zu treffenden Massnahmen. Wasserführende Trennrisse in tragenden Bauteilen sind grundsätzlich unzulässig. Der Wasserzutritt muss durch entsprechende Abdichtungen oder durch ein Ausinjizieren der Risse unterbunden werden.
Es sei nochmals betont, dass weder eine allgemein zulässige Rissbreite, noch ein konstanter kritischer Chloridgehalt existiert. Im Sinne der definierten Wirksummen sind immer alle Begleitparameter in Betracht zu ziehen.
Abschliessend sei klar festgehalten, dass das Verfahren nach Bild 6.66 und 6.67 hauptsächlich zur ***Beurteilung von "Ist-Zuständen"*** *und dem allgemeinen Verständnis der komplexen Zusammenhänge dienen soll. Die Verwendung der Diagramme zur* ***detaillierten Bemessung*** *von Parametern (z.B. Rissbreite oder gar Betondeckung) aufgrund von akzeptierten Korrosionsraten ist* ***unzulässig!***

8. ZUSAMMENFASSUNG - SUMMARY

Anhand von Felduntersuchungen an bestehender Bausubstanz, insbesondere von Brücken, sollen im Rahmen des vorliegenden Forschungsprojektes neue Erkenntnisse bezüglich der Dauerhaftigkeit von Stahlbetontragwerken gewonnen werden. Zielgrössen der Untersuchung sind die Schädigungsmechanismen Chlorideinwirkung und Karbonatisierung und die Hauptparameter Porosität und Risse.

Es wird eine charakteristische, für den Bauwerksbeton repräsentative Messstelle, bestehend aus Bohrkernen unterschiedlichen Durchmessers, definiert. Gemessen wurden die Materialkennwerte Chloridgehalt (Tiefenprofile), Karbonatisierungstiefe, Bewehrungskorrosion, Druckfestigkeit, Betondeckung, Rissbreite, sowie Tiefenprofile der Porosität, der Trockenrohdichte, der kapillaren Wasseraufnahme, des Zementgehaltes und W/Z-Wertes. Insgesamt wurden ca. 6600 Einzelwerte ermittelt.

Gezeigt wird unter anderem, dass aus der vorhandenen Druckfestigkeit keinerlei Aussagen über die Dauerhaftigkeit abgeleitet werden können.

Festgestellt wird, dass zwischen Kapillarporosität, respektive W/Z-Wert und kapillarer Wasseraufnahme keine Korrelation besteht. Dies wird durch einen vorherrschenden Transport entlang den Korngrenzen der Zuschläge erklärt, welche allgemein Zonen erhöhter Porosität darstellen. Bei üblichem Konstruktionsbeton mit Grösstkorn 32 mm, Portland-Zement und einem W/Z-Wert kleiner ca. 0.55, erfolgt der Transport durch Diffusion oder Kapillarwirkung, nur bedingt abhängig von Kapillarporosität und W/Z-Wert, vorwiegend entlang den Korngrenzen. Massgebend sind Kornverteilung und Grösstkorn.

Im Kernbeton ist die Transportkapazität infolge der sich ergebenden, gut abgestuften Kornverteilung am grössten.

In den seitlichen und untenliegenden Betondeckschichten liegt, infolge des Schalungseffektes, keine ideale Kornverteilung vor. Der Transport erfolgt hier langsamer als im Kernbeton.

Obenliegende Betondeckschichten sind, infolge Entmischungserscheinungen, grundsätzlich sehr zementreich. Einzig hier ist der Transport im Zementstein vorherrschend. Die W/Z-Abhängigkeit ist jedoch auch hier, bedingt durch den natürlichen und unvermeidlichen Charakter der Entmischungserscheinungen, eher klein.

Im weiteren wird eine eindeutige Anisotropie im Porensystem des Zementsteins festgestellt. Die kapillare Saugkraft in horizontaler Richtung ist grösser als in vertikaler Richtung. Verursacht wird dies durch den sogenannten Setzungseffekt. Die Entmischung von Zement und Wasser unter den Zuschlagskörnern erhöht in diesen Zonen die Porosität der an sich schon poröseren Korngrenzen. Es entstehen bevorzugte, horizontale Transportkanäle.

Die Auswirkung von Rissen auf die Bewehrungskorrosion muss differenziert betrachtet werden. Es zeigt sich, dass nebst der Rissbreite eine Vielzahl von andern Begleitparametern zu berücksichtigen ist. Der Einfluss der Rissbreite selbst auf die Bewehrungskorrosion ist klein! Von viel grösserer Bedeutung sind Rissart (Normalriss / wasserführender Trennriss), Rissverlauf (quer oder längs zum Bewehrungsstab) und Dichtigkeit der Betondeckung neben dem Riss. Wenig sinnvoll ist deshalb die "genaue" Berechnung von Rissbreiten auf 1/10 mm und eine darauf aufbauende Bemessung der Bewehrung! Wesentlich sind konstruktive Massnahmen, um insbesondere wasserführende Trennrisse zu vermeiden.

Die Angabe von allgemein gültigen, zulässigen Rissbreiten ist nicht möglich! Jeder Einzelfall ist unter Berücksichtigung aller Begleitparameter separat zu beurteilen. Als Hilfsmittel dazu wird in der vorliegenden Arbeit eine Wirksumme definiert, welche den Einfluss aller Parameter berücksichtigt. Zwischen dieser Wirksumme und dem Grad der Bewehrungskorrosion ist eine gute Korrelation festzustellen. Damit kann jeder Einzelfall individuell, in einer ersten Phase sogar zerstörungsfrei, beurteilt werden.

This study presents new findings regarding durability of reinforced concrete structures. It is based on data obtained from existing structures in service, with particular emphasis on bridges. The study focused on the two primary causes of damage, chloride action and carbonation, and on the principal parameters in the structure, porosity and cracking.

A characteristic set of measurements, consisting of concrete cores of various diameters, is defined. For each set, the following quantities were recorded: chloride content as a function of depth below surface, depth of carbonation, corrosion of reinforcement, compressive strength, clear cover to reinforcement, width of cracks, porosity as a function of depth below surface, dry density, rate of water absorption through capillary action, cement content, and water-cement ratio. Approximately 6600 individual values were measured.

It is shown that no conclusions regarding durability can be drawn based on compressive strength of concrete alone.

It was observed that there is no correlation between capillary porosity and rate of water absorption through capillary action, nor between water-cement ratio and rate of water absorption. This can be explained by a predominant transport along the surface of the aggregate particles, which is generally a region of increased porosity. For normal Portland cement concrete with maximum aggregate diameter 32 mm and water-cement ratio less than 0.55, transport occurs through diffusion or capillary action, practically independent of capillary porosity and water-cement ratio, primarily along the surface of aggregate particles. The controlling parameters are the grading of aggregates and maximum aggregate diameter.

Transport capacity is greatest away from the surface of concrete components, due to the uniform grading of aggregates.

At formed concrete surfaces on the sides and soffit of structural components, the grading of aggregates normally varies significantly from the grading provided in the concrete mix. At these locations, transport occurs more slowly than in the interior of the component.

Upper (unformed) concrete surfaces usually have a higher than average cement content, due to separation of concrete components. Only at these locations is transport primarily in the cement matrix. The effect of water-cement ratio is also small, however, due to the natural and unavoidable character of separation.

A clear anisotropy in the pore system of the cement matrix was observed. Capillary absorption is stronger in the horizontal direction than in the vertical. This is due to the so-called settlement effect. The separation of cement and water under aggregate particles increases porosity at these locations, which are already porous to begin with. This results in preferred horizontal channels for transport.

No simple relation between cracking and corrosion can be formulated. It was observed that a large number of additional parameters must also be considered in addition to crack width. The effect of crack width alone on the corrosion of reinforcement is small. Of far greater significance are type of crack (wether they allow water to penetrate through or merely into a given structural component), location of crack (across or along reinforcing bars), and density of the covering layer of concrete near the crack. It is thus of little use to calculate crack widths to 1/10 mm and to increase reinforcement as a result. Of greater importance are proper details to prevent the formation of full-penetration cracks with water-flow through structural components.

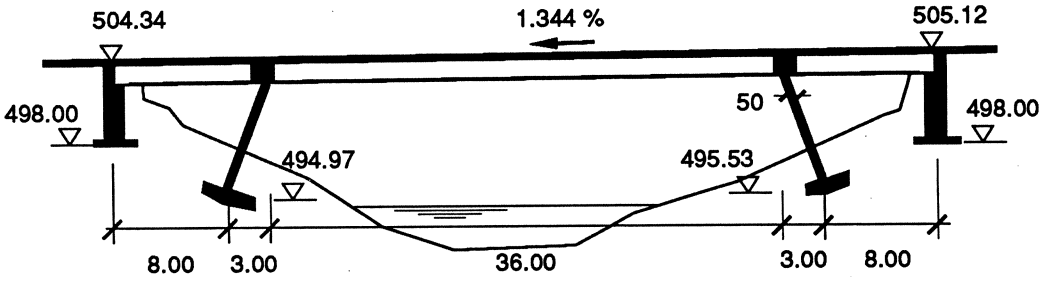
It is incorrect to specify universally valid allowable crack widths. Each individual case must be assessed separately, considering all associated parameters. A weighted sum has been defined in this study to assist in this process. The sum considers the effect of all parameters and is well correlated with the degree of corrosion. Using the weighted sum, each case can be evaluated individually. For preliminary investigations, the weighted sum can also be used for nondestructive testing.

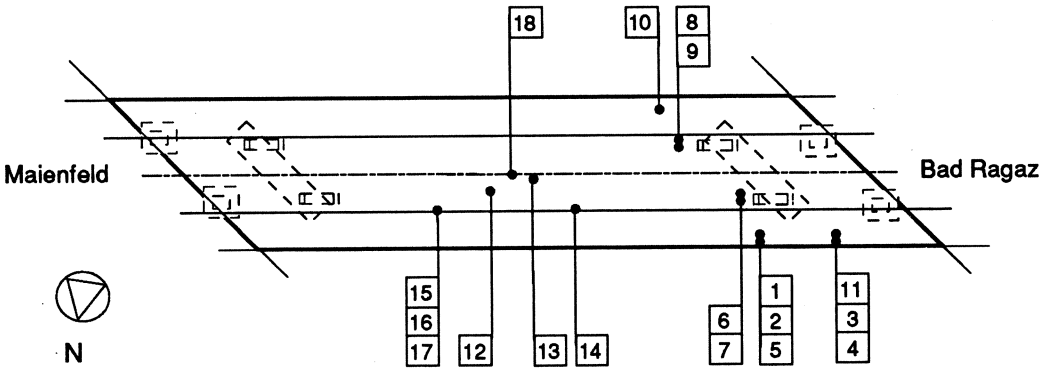
9. ANHANG

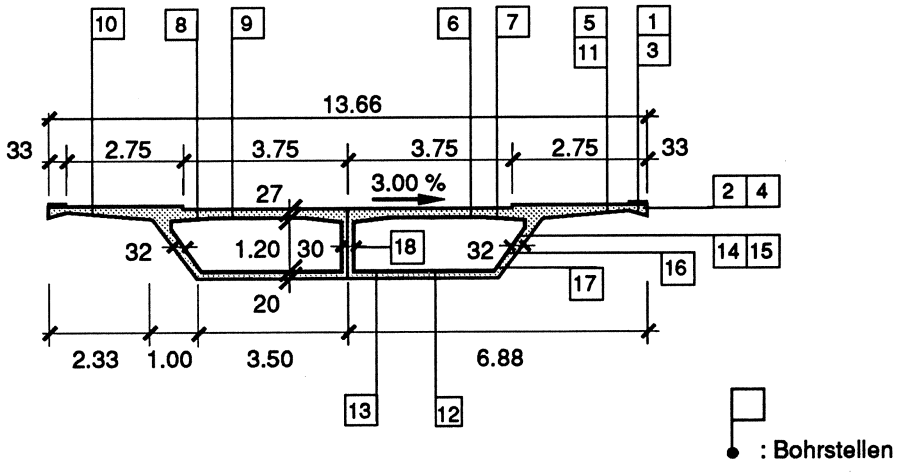
9.1. UEBERSICHT UEBER DIE ANORDNUNG DER BOHRSTELLEN, DATENTABELLEN

9.2. BEZEICHNUNGEN

9.3. LITERATURVERZEICHNIS





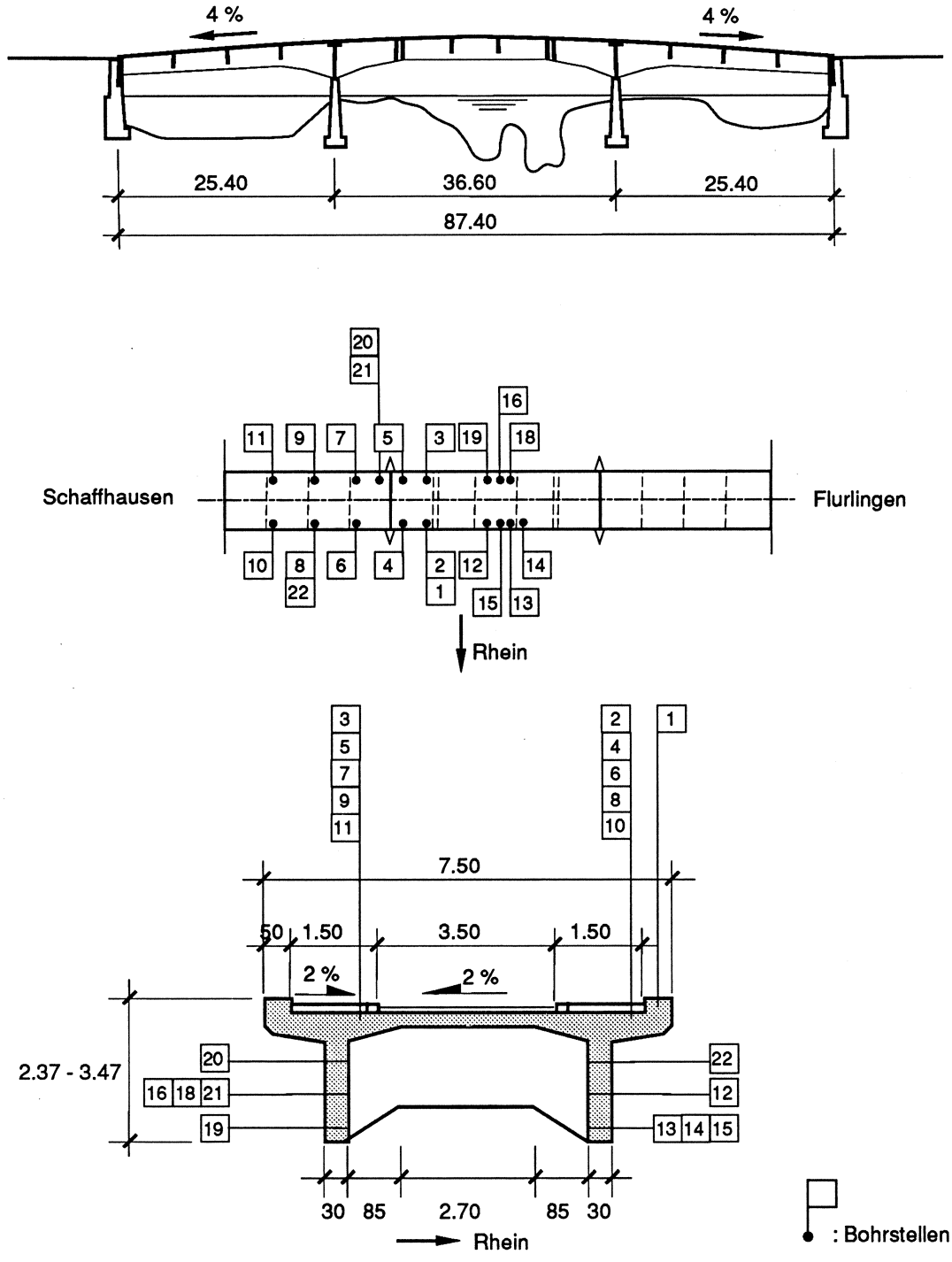


Kanalbrücke Tripolis	Kanton: GR	Ort: Fläsch	Baujahr: 1961

BOHRSTELLE	MESSSTELLE	U50-1	U50-2	U50-3	n*-1	n*-2	n*-3	UE-1	UE-2	UE-3	LP-1	LP-2	LP-3	n-1	n-2	n-3	Z-1	Z-2
		[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[kg/m3]	[kg/m3]
01: KK	O1H: KB O	6.97	7.85	6.48	7.31	8.23	6.8	14.28	16.08	13.28	5.77	4.23	1.02	20.05	20.31	14.3	433	423
02: KK	01A: KB SEITL.	5.56	5.13	5.44	7.37	6.8	7.22	12.93	11.93	12.66	3.13	0.86	0.64	16.05	12.79	13.3	431	398
03: KK	13F: KB O	5.94	6.53	6.77	8.36	9.2	9.53	14.3	15.73	16.3	3.17	3.64	1.2	17.47	19.37	17.5	461	507
04: KK	13L: KB SEITL.	5.55	5.38	5.5	5.49	5.32	5.44	11.04	10.7	10.94	1.3	0.66	0.77	12.34	11.36	11.71	345	334
05: FP	01N: UB	4.56	4.59	4.72	8.28	8.33	8.58	12.84	12.92	13.3	3.05	2.95	2.17	15.89	15.87	15.47	273	275
	01N: KB O	9.45	6.34	5.58	8.7	5.86	5.15	18.15	12.2	10.71	0.84	0.63	0.71	18.99	12.83	11.44	491	330
	01N: KB U	3.96	4.63	5.39	4.19	4.91	5.71	8.15	9.54	11.1	0.46	0.47	0.58	8.6	10.01	11.68	220	258
06: FP	02A: UB	5.42	5.4	5.9	4.73	4.71	5.15	10.15	10.11	11.05	1.68	2.77	3.48	11.82	12.88	14.53	274	273
	02A: KB O	10.72	6.92	5.33	10.05	6.5	5	20.77	13.42	10.33	0.82	0.47	0.78	21.6	13.89	11.11	611	395
	02A: KB U	4.28	5.03	5.4	3.79	4.45	4.77	8.07	9.48	10.17	0.73	0.69	0.85	8.8	10.17	11.02	237	279
07: FP	02F: UB	5.61	5.61	5.74	4.78	4.77	4.89	10.39	10.38	10.63	1.64	2.47	2.43	12.03	12.85	13.06	281	281
	02F: KB O	9.68	5.97	4.91	9.69	5.98	4.92	19.37	11.95	9.83	1.6	0.49	0.6	20.97	12.44	10.43	570	351
	02F: KB U	4.63	4.63	4.92	4.22	4.22	4.48	8.85	8.85	9.4	0.66	0.64	0.75	9.51	9.49	10.15	260	260
08: FP	03A: UB	4.81	5.5	5.48	4.4	5.04	5.02	9.21	10.54	10.5	1.24	1.1	1.97	10.45	11.64	12.47	307	351
	03A: KB O	8.43	6.46	5.63	9.23	7.08	6.17	17.66	13.54	11.8	1.57	0.72	0.52	19.23	14.26	12.32	442	339
	03A: KB U	3.7	4.41	4.9	4.38	5.23	5.8	8.08	9.64	10.7	0.23	0.29	0.29	8.3	9.93	10.99	202	241
09: FP	03F: UB	5.17	5.48	5.7	4.59	4.88	5.07	9.76	10.36	10.77	1.31	1.13	2.44	11.07	11.49	13.21	325	345
	03F: KB O	7.83	6.29	5.27	9.34	7.49	6.28	17.17	13.78	11.55	1.56	0.75	0.54	18.73	14.53	12.09	429	345
	03F: KB U	5.07	5.11	5.72	4.5	4.54	5.08	9.57	9.65	10.8	0.39	0.28	0.49	9.96	9.93	11.29	239	241
10: FP	04A: UB	5.48	5.19	5.43	7.15	6.77	7.09	12.63	11.96	12.52	1.89	3.06	3.39	14.52	15.02	15.91	308	292
	04A: KB O	6.82	5.45	5.28	7.06	5.64	5.46	13.88	11.09	10.74	1.51	1.77	0.88	15.39	12.86	11.62	365	292
	04A: KB U	3.27	3.96	4.44	4.69	5.68	6.37	7.96	9.64	10.81	0.9	0.77	0.75	8.85	10.41	11.56	209	254
11: FP	13A: UB	5.14	5.27	4.56	7	6.33	7.04	12.14	11.6	11.6	2.08	2.45	2.99	14.21	14.05	14.59	304	290
	13A: KB O	6.69	6.27	5.5	.7	6.57	5.76	13.69	12.84	11.26	0.74	0.97	0.58	14.42	13.81	11.84	370	347
	13A: KB U	3.74	3.73	4.29	4.62	4.61	5.29	8.36	8.34	9.58	0.28	0.69	0.78	8.64	9.03	10.36	226	225
12: UKP	05A: KB O	8.28	5.98	5.85	7.68	5.54	5.42	15.96	11.52	11.27	1.53	1.05	1.02	17.49	12.57	12.29	409	246
	05A: KB U	4.51	4.57	5.4	4.97	5.04	5.96	9.48	9.61	11.36	0.9	0.85	0.72	10.38	10.46	12.08	243	295
13: UKP	06A: KB O	6.89	5.06	5.56	5.63	4.13	4.54	12.52	9.19	10.1	0.9	1.05	0.97	13.42	10.24	11.07	278	205
	06A: KB U	4.12	4.76	4.97	3.87	4.46	4.66	7.99	9.22	9.63	0.73	0.63	0.95	8.72	9.85	10.58	178	204
14: STEG A	07A: KB I	8.5	6.69	5.92	10.65	8.38	7.41	19.15	15.07	13.33	0.65	0.73	0.8	19.81	15.8	14.13	518	407
	07A: KB A	4.99	5.61	5.92	6.8	7.65	8.07	11.79	13.26	13.99	1.09	0.84	0.72	12.87	14.1	14.71	319	358
15: STEG A	10A: KB I	7.36	6.82	6.61	7.79	7.22	7	15.15	14.04	13.61	0.9	0.59	0.66	16.05	14.63	14.27	409	379
	10A: KB A	3.98	4.77	5.74	5.52	6.61	7.95	9.5	11.38	13.69	1.14	0.88	0.56	10.64	12.26	14.25	257	308
16: STEG A	10L: KB A	3.76	3.88	4.62	5.09	5.26	6.25	8.85	9.14	10.87	1.05	1.03	0.77	9.89	10.17	11.64	305	315
17: STEG A	10F: KB I	6.29	5.57	5.47	6.99	6.19	6.08	13.28	11.76	11.55	0.62	0.89	1.1	13.9	12.65	12.65	369	327
	10F: KB A	4.61	5.25	5.84	4.97	5.66	6.3	9.58	10.91	12.14	0.9	1.15	1.19	10.47	12.06	13.33	266	303
18: STEG M	11A: KB I	6.58	6.64	6.2	7.54	7.61	7.1	14.12	14.25	13.3	0.91	0.79	0.82	15.03	15.04	14.12	441	445
	11A: KB A	6.14	5.9	6.51	6.64	6.37	7.03	12.78	12.27	13.54	0.62	0.72	0.84	13.4	12.99	14.38	399	383

BOHRSTELLE	Z-3	W/Z	rR105-1	rR105-2	rR105-3	h3-2	h3-3	h24-2	h24-3	fc28-4	c-L1	c-L2	y	d-L1	d-L2	tN-L1	tN-L2	CL-1	CL-2	CL-3
	[kg/m3]		[kg/m3]	[kg/m3]	[kg/m3]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	N/mm2]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]
01: KK	402	0.5	2145	2140	2314	13	16	24	29	43.9	36	40	8	8	6	0	0	0.059	0.108	0.091
02: KK	422	0.47	2272	2357	2343	15	20	24	35	46.3	7	25	1	14	8	0.1	0.1	0.089	0.061	0.036
03: KK	526	0.48	2210	2149	2226	13	17	21	35	46.6	57	•	3	8	•	0	•	0.061	0.067	0.047
04: KK	342	0.49	2355	2401	2378	13	14	23	29	44.4	12	22	1	10	6	0.1	0	0.015	0.014	0.01
05: FP	283	0.64	2274	2276	2289	12	16	22	28	28	46	50	2	6	6	0.1	0	0.13	0.203	0.162
	290	0.54	2175	2359	2396	10	13	22	24	41.9	15	19	•	14	10	0	0	0.023	0.006	0.006
	300	0.54	2480	2437	2388	18	12	25	26	41.9	29	•	2	10	•	0	•	0.147	0.199	0.173
06: FP	299	0.54	2385	2345	2301	12	13	20	25	39.1	74	78	1	6	6	0.1	0	0.24	0.185	0.117
	304	0.51	2102	2328	2401	12	15	24	29	45.4	10	30	•	10	10	0	0	0.003	0.003	0.003
	299	0.51	2470	2426	2400	15	14	25	27	45.4	17	35	1	14	10	0.1	0	0.008	0.003	0.003
07: FP	287	0.54	2373	2350	2343	13	13	21	24	39.1	72	77	1	6	6	0	0	0.256	0.166	0.119
	289	0.51	2121	2365	2421	15	16	24	31	45.4	23	38	•	10	10	0	0	0.003	0.003	0.003
	276	0.51	2465	2454	2428	16	13	25	30	45.4	19	•	1	14	•	0	0	0.02	0.006	0.003
08: FP	350	0.47	2421	2381	2357	11	19	19	28	46.7	73	77	1	6	6	0	0	0.231	0.167	0.128
	295	0.57	2165	2316	2367	13	14	23	28	38.8	19	28	•	10	10	0.1	0	0.003	0.003	0.003
	268	0.57	2481	2439	2406	16	17	25	31	38.8	36	•	1	10	•	0	•	0.003	0.003	0.003
09: FP	359	0.47	2412	2388	2335	12	18	23	28	46.7	75	79	5	6	6	0	0	0.306	0.2	0.135
	289	0.57	2182	2307	2374	15	16	25	30	38.8	15	25	•	10	10	0	0	0.003	0.003	0.003
	270	0.57	2433	2435	2394	16	15	24	27	38.8	37	•	2	10	•	0	•	0.003	0.003	0.003
10: FP	305	0.58	2300	2296	2280	13	14	23	29	32	51	54	2	6	6	0	0	0.058	0.088	0.047
	283	0.55	2277	2350	2388	14	19	23	34	41.1	12	25	•	14	10	0	0	0.003	0.003	0.003
	284	0.55	2477	2428	2392	19	18	25	37	41.1	21	31	7	10	10	0	0	0.005	0.003	0.003
11: FP	290	0.57	2314	2331	2310	13	18	22	25	34.1	38	•	12	6	•	0	•	0.11	0.113	0.073
	304	0.54	2307	2333	2387	12	17	23	32	42.4	54	66	•	10	10	0	0	0.009	0.003	0.003
	259	0.54	2472	2464	2430	18	20	25	36	42.4	•	•	15	•	•	•	•	0.006	0.003	0.003
12: UKP	291	0.56	2219	2365	2370	15	15	24	33	39.7	12	22	8	10	10	0	0	0.015	0.012	0.003
	289	0.56	2432	2433	2381	20	16	25	30	39.7	22	32	33	10	10	0.1	0	0.003	0.003	0.003
13: UKP	214	0.62	2339	2427	2408	15	13	23	25	33.1	25	•	13	10	•	0	•	0.007	0.003	0.003
	224	0.62	2481	2446	2421	18	16	25	30	33.1	20	31	7	10	10	0	0	0.003	0.003	0.003
14: STEG A	360	0.54	2149	2277	2324	19	13	25	36	39.3	31	•	8	14	•	0	•	0.003	0.003	0.003
	378	0.54	2357	2328	2309	20	15	25	33	39.3	25	38	10	14	12	0	0	0.003	0.003	0.003
15: STEG A	368	0.54	2262	2303	2316	17	17	25	33	38.9	23	•	2	12	•	0.2	•	0.284	0.189	0.132
	370	0.54	2423	2379	2319	17	18	25	36	38.9	28	40	5	12	10	0	0	0.003	0.003	0.003
16: STEG A	375	0.46	2430	2435	2393	15	15	25	33	48.4	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
17: STEG A	321	0.53	2323	2359	2359	17	21	24	38	41.5	14	29	8	12	10	0	0	0.392	0.132	0.02
	337	0.53	2420	2382	2344	16	16	24	31	41.5	31	•	10	12	•	0	•	0.003	0.003	0.003
18: STEG M	416	0.49	2282	2302	2321	14	15	24	29	44.3	36	49	7	14	10	0	0.1	0.003	0.003	0.003
	423	0.49	2326	2356	2316	13	14	25	29	44.3	35	48	5	14	10	0	0	0.003	0.003	0.003

BOHRSTELLE	CL-4	CL-5	CL-6	CL-7	CL-8	CL-9	CL-10	w-OK	w-L1	yR	yRF	tNR-L1	tNR-L2	CLR-1	CLR-2	CLR-3	CLR-4	CLR-5	CLR-6	Riss
	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	
01: KK	0.07	0.045	0.025	0.019	0.019	0.019	0.019	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
02: KK	0.022	0.018	0.011	0.008	0.008	0.004	0.004	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
03: KK	0.033	0.02	0.022	0.018	0.018	0.014	0.014	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
04: KK	0.008	0.006	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
05: FP	0.111	0.077	0.048	0.023	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.075	0.03	0.011	0.011	0.003	0.003	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
06: FP	0.086	0.024	0.011	0.003	0.003	0.003	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
07: FP	0.077	0.02	0.011	0.005	0.005	0.005	0.005	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
08: FP	0.073	0.026	0.01	0.003	0.003	0.003	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
09: FP	0.091	0.044	0.023	0.01	0.01	0.004	0.004	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
10: FP	0.026	0.016	0.01	0.007	0.007	0.003	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
11: FP	0.035	0.019	0.013	0.009	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
12: UKP	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
13: UKP	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
14: STEG A	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
15: STEG A	0.059	0.031	0.015	0.007	0.003	0.003	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
16: STEG A	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
17: STEG A	0.008	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
18: STEG M	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.1	0.2	2	1	•	0	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	NR/QR
	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.2	0.25	2	1	•	0	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	NR/QR

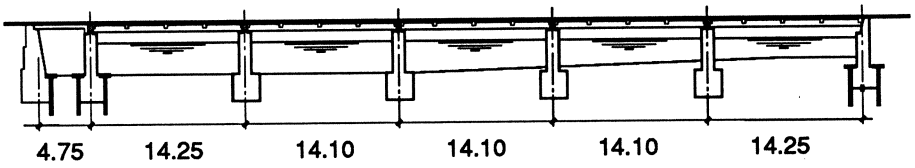


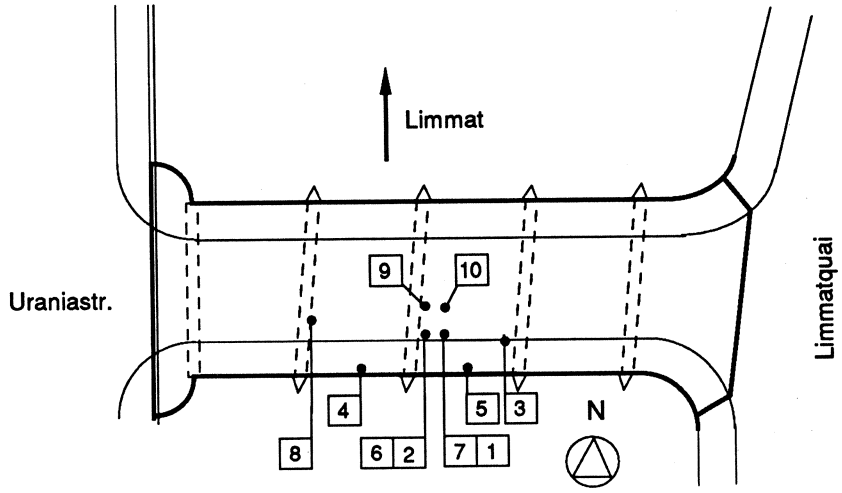
Rheinbrücke Schaffhausen	Kanton: SH	Ort: Schaffhausen	Baujahr: 1942

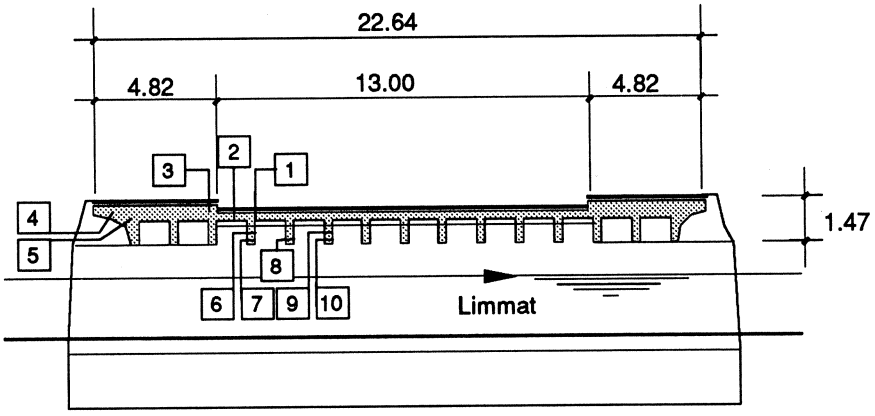
BOHRSTELLE	MESSSTELLE	U50-1	U50-2	U50-3	n*-1	n*-2	n*-3	UE-1	UE-2	UE-3	LP-1	LP-2	LP-3	n-1	n-2	n-3	Z-1	Z-2
		[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[kg/m3]	[kg/m3]
01: KK	01: UB	6.07	6.58	5.74	11.27	12.22	10.65	17.34	18.8	16.39	3.4	3.18	2.15	20.75	21.98	18.54	•	•
	01: KB	8.17	7.3	6.99	8.81	7.87	7.54	16.98	15.17	14.53	0.61	0.51	0.49	17.59	15.68	15.02	395	353
02: FP	02: UB	4.47	4.27	4.34	11.86	11.31	11.5	16.33	15.58	15.84	1.73	2.98	2.81	18.06	18.56	18.65	•	•
	02: KB	7.12	7.15	6.93	7.27	7.3	7.07	14.39	14.45	14	2.7	2.43	1.49	17.09	16.88	15.49	360	361
03: FP	03: KB	7.19	8.13	7.27	11.3	9.1	8.14	18.49	17.23	15.41	0.5	0.73	0.84	18.99	17.96	16.25	440	410
04: FP	04: UB	3.64	3.22	3.07	12.92	11.41	10.89	16.56	14.63	13.96	1.74	3.74	3.56	18.31	18.37	17.52	•	•
	04: KB	7.72	7.93	7.72	6.92	7.11	6.92	14.64	15.04	14.64	2.01	1.6	1.26	16.65	16.64	15.9	385	396
05: FP	05: KB	11.32	7.56	6.4	7.86	5.25	4.44	19.18	12.81	10.84	0.74	0.35	0.4	19.93	13.16	11.24	533	356
06: FP	06: UB	3.16	2.9	2.82	13.94	12.83	12.45	17.1	15.73	15.27	1.79	3.69	4.33	18.88	19.42	19.6	•	•
	06: KB	7.69	7.4	7.88	6.99	6.73	7.16	14.68	14.13	15.04	1	2.15	0.75	15.68	16.28	15.79	300	288
07: FP	07: KB	9.13	8.44	6.81	5.73	5.29	4.27	14.86	13.73	11.08	0.32	0.54	0.41	15.18	14.27	11.49	425	392
08: FP	08: UB	3.29	3.3	3.42	14.68	14.76	15.28	17.97	18.06	18.7	1.83	4.4	3.85	19.8	22.46	22.55	•	•
	08: KB	7.98	7	7.28	7.84	6.88	7.15	15.82	13.88	14.43	1.03	1.04	0.79	16.85	14.92	15.22	310	272
09: FP	09: KB	7.75	6.84	5.98	8.29	7.32	6.4	16.04	14.16	12.38	0.06	0.4	0.66	16.1	14.56	13.04	391	345
10: FP	10: UB	3.24	2.94	2.94	14.58	13.23	13.24	17.82	16.17	16.18	2.39	4.03	3.2	20.21	20.2	19.38	•	•
	10: KB	7.09	6.38	6.11	9.54	8.59	8.22	16.63	14.97	14.33	1.34	2.04	1.57	17.97	17.01	15.9	387	348
11: FP	11: KB	7.86	7.06	5.44	10.51	9.43	7.27	18.37	16.49	12.71	0.2	0.22	0.49	18.57	16.71	13.2	399	358
12: STEG	12: KB A	4.03	3.88	4.52	7.95	7.67	8.92	11.98	11.55	13.44	1.36	1.46	1.35	13.33	13.01	14.79	240	231
	12: KB I	4.21	5.15	4.42	7.43	9.09	7.79	11.64	14.24	12.21	1.23	0.43	2.46	12.87	14.46	14.67	233	285
13: STEG	13: KB A	4.88	4.88	4.95	7.8	7.67	7.83	12.68	12.55	12.73	1.76	1.39	1.27	14.44	13.94	14	270	267
	13: KB I	4.25	4.62	4.64	6.82	7.42	7.46	11.07	12.04	12.1	1.54	1.43	1.34	12.62	13.47	13.44	236	256
14: STEG	14: KB A	6.14	7.53	6.94	5.76	7.07	6.52	11.9	14.6	13.46	1.79	1.98	1.52	13.69	16.58	14.98	298	365
15: STEG	15: KB A	4.37	4.82	4.91	7.92	8.74	8.89	12.29	13.56	13.8	1.4	1.77	1.55	13.69	15.33	15.35	246	271
	15: KB I	3.72	4.2	4.81	6.9	7.8	8.92	10.62	12	13.73	1.24	1.37	1.8	11.86	13.37	15.53	212	240
16: STEG	16: KB A	3.22	3.32	3.58	6.97	7.2	7.75	10.19	10.52	11.33	0.9	1.15	1.2	11.09	11.67	12.53	212	219
	16: KB I	3.98	3.88	4.34	5.94	5.81	6.49	9.92	9.69	10.83	0.97	1.24	1.28	10.89	10.93	12.11	207	202
18: STEG	18: KB A	4	3.87	4.17	7.63	7.4	7.96	11.63	11.27	12.13	0.84	1.25	1.12	12.47	12.52	13.25	253	245
19: STEG	19: KB A	3.63	3.65	3.74	7.72	7.79	7.97	11.35	11.44	11.71	1.03	1.54	1.37	12.38	12.98	13.08	214	216
	19: KB I	4.06	3.94	4.37	7.55	7.34	8.13	11.61	11.28	12.5	1.21	1.4	1.42	12.82	12.68	13.92	219	213
20: STEG	20: KB A	5.05	5.01	5.34	7.52	7.46	7.95	12.57	12.47	13.29	0.91	1.45	1.67	13.49	13.92	14.96	279	277
21: STEG	21: KB A	5.59	4.56	4.76	8.31	6.78	7.07	13.9	11.34	11.83	1.18	0.9	0.62	15.08	12.24	12.45	284	231
22: STEG	22: KB A	3.98	3.46	•	8.35	7.27	•	12.33	10.73	•	0.91	0.78	•	13.25	11.51	•	274	238

BOHRSTELLE	Z-3	W/Z	rR105-1	rR105-2	rR105-3	h3-2	h3-3	h24-2	h24-3	fc28-4	c-L1	c-L2	y	d-L1	d-L2	tN-L1	tN-L2	CL-1	CL-2	CL-3
	[kg/m3]		[kg/m3]	[kg/m3]	[kg/m3]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	N/mm2]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]
01: KK	•	•	2103	2084	2188	14	18	25	34	•	•	•	10	•	•	•	•	0.082	0.104	0.049
	338	0.6	2220	2267	2287	17	19	26	36	36.4	•	•	0	•	•	•	•	•	•	•
02: FP	•	•	2188	2187	2183	21	23	26	26	•	•	•	1	•	•	•	•	0.009	0.005	0.006
	350	0.57	2227	2227	2268	16	21	24	34	37.7	•	•	1	•	•	•	•	0.004	0.006	0.006
03: FP	367	0.59	2179	2210	2249	22	17	26	31	36.7	•	•	2	•	•	•	•	0.066	0.049	0.036
04: FP	•	•	2190	2197	2213	21	23	26	30	•	•	•	2	•	•	•	•	0.004	0.006	0.005
	385	0.55	2241	2242	2263	15	17	26	30	40.4	•	•	1	•	•	•	•	0.015	0.011	0.013
05: FP	301	0.53	2143	2334	2389	15	23	25	37	43.7	35	55	2	8	8	0.1	0.3	0.05	0.051	0.041
06: FP	•	•	2177	2170	2166	25	26	27	35	•	•	•	2	•	•	•	•	0.011	0.007	0.007
	307	0.66	2277	2253	2265	18	22	26	37	29.3	•	•	2	•	•	•	•	0.007	0.006	0.011
07: FP	317	0.52	2285	2305	2369	19	20	26	32	44.6	50	•	10	8	•	0.1	•	0.047	0.039	0.043
08: FP	•	•	2140	2090	2090	24	29	25	42	•	•	•	1	•	•	•	•	0.006	0.006	0.007
	283	0.68	2239	2287	2280	15	19	24	35	26.4	•	•	1	•	•	•	•	0.006	0.008	0.011
09: FP	302	0.58	2258	2300	2334	14	12	24	24	38	50	70	3	8	6	0.1	0.1	0.045	0.044	0.041
10: FP	•	•	2137	2151	2176	19	28	25	50	•	•	•	2	•	•	•	•	0.007	0.007	0.008
	333	0.6	2211	2233	2259	18	16	25	30	33.6	•	•	2	•	•	•	•	0.006	0.008	0.009
11: FP	276	0.63	2189	2241	2338	14	12	24	26	33.1	40	•	3	8	•	0.1	•	0.059	0.051	0.047
12: STEG	269	0.68	2319	2348	2300	16	21	25	40	25.7	35	44	17	10	12	0	0.2	0.015	0.01	0.011
	244	0.66	2328	2310	2310	23	18	25	39	25.7	16	26	21	10	10	0.2	0.2	0.011	0.012	0.015
13: STEG	271	0.64	2290	2320	2316	19	14	24	32	30.1	36	•	32	16	•	0.1	0.1	0.012	0.008	0.007
	257	0.64	2341	2328	2335	15	20	25	34	30.1	26	43	18	12	8	0.1	0.1	0.021	0.007	0.008
14: STEG	337	0.57	2294	2233	2278	11	15	19	27	37.4	19	29	19	10	18	0.2	0.1	0.016	0.008	0.007
15: STEG	276	0.67	2306	2277	2285	17	19	25	34	26	26	37	25	10	18	0.2	0.1	0.012	0.009	0.007
	275	0.67	2369	2333	2280	15	19	24	37	26	20	32	0	10	12	0.1	0.1	0.019	0.009	0.008
16: STEG	236	0.65	2387	2393	2363	21	23	25	40	28.9	35	•	25	12	•	0.1	•	0.02	0.01	0.008
	226	0.65	2392	2400	2375	16	20	25	35	28.9	18	28	0	10	10	0.1	0.1	0.029	0.008	0.007
18: STEG	264	0.63	2340	2355	2341	22	34	25	46	31.5	18	29	32	10	12	0.2	0	0.009	0.01	0.011
19: STEG	221	0.7	2346	2346	2348	21	28	25	45	23.2	25	35	30	10	12	0.1	0.1	0.014	0.013	0.01
	236	0.7	2346	2353	2324	16	25	25	39	23.2	15	27	10	10	12	0.1	0.1	0.025	0.006	0.006
20: STEG	295	0.62	2320	2316	2286	15	19	23	35	31.1	27	37	7	8	10	0.1	0.1	0.036	0.049	0.051
21: STEG	241	0.66	2273	2358	2355	18	20	25	39	29	36	45	15	10	16	0.1	0.1	0.037	0.018	0.023
22: STEG	•	0.62	2330	2384	•	17	•	25	•	31.5	5	14	14	8	10	0.1	0.1	0.018	0.031	0.026

BOHRSTELLE	CL-4	CL-5	CL-6	CL-7	CL-8	CL-9	CL-10	w-OK	w-L1	yR	yRF	tNR-L1	tNR-L2	CLR-1	CLR-2	CLR-3	CLR-4	CLR-5	CLR-6	Riss
	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	
01: KK	0.025	0.022	0.018	0.015	0.015	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
02: FP	0.006	0.006	0.006	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.008	0.008	0.009	0.013	0.016	0.018	0.014	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
03: FP	0.034	0.025	0.027	0.027	0.02	0.023	0.023	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
04: FP	0.006	0.007	0.007	0.008	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.014	0.015	0.017	0.017	0.018	0.025	0.022	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
05: FP	0.041	0.029	0.027	0.024	0.02	0.022	0.02	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
06: FP	0.007	0.007	0.007	0.007	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.011	0.017	0.02	0.029	0.029	0.03	0.029	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
07: FP	0.037	0.026	0.03	0.04	0.039	0.026	0.025	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
08: FP	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.012	0.015	0.017	0.019	0.021	0.016	0.02	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
09: FP	0.042	0.03	0.032	0.032	0.028	0.025	0.025	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
10: FP	0.008	0.008	0.006	0.008	0.006	0.007	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.013	0.014	0.022	0.015	0.016	0.023	0.022	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
11: FP	0.034	0.031	0.029	0.026	0.026	0.024	0.016	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
12: STEG	0.012	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.007	0.3	0.4	•	0	•	0.2	0.006	0.006	0.006	0.006	0.007	0.006	NR/QR
	0.011	0.008	0.009	0.008	0.008	0.007	0.006	0.4	0.4	•	•	•	0.2	•	•	•	•	•	•	NR/QR
13: STEG	0.006	0.007	0.007	0.006	0.014	0.007	0.008	0.2	0.2	•	•	•	0.1	0.006	0.006	0.006	0.007	•	•	NR/QR
	0.006	0.007	0.007	0.007	0.007	0.006	0.006	0.2	0.2	•	•	0.1	•	•	•	•	•	•	•	NR/QR
14: STEG	0.008	0.006	0.006	0.006	0.007	0.006	0.006	0.1	0.1	•	•	•	0.1	0.006	0.006	•	•	•	•	NR/QR
15: STEG	0.011	0.01	0.008	0.007	0.007	0.007	0.007	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.01	0.009	0.009	0.008	0.007	0.007	0.01	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
16: STEG	0.008	0.008	0.009	0.007	0.007	0.006	0.007	0.25	0.25	•	•	0.1	•	0.01	0.06	•	•	•	•	NR/QR
	0.007	0.007	0.006	0.006	0.007	0.006	0.006	0.25	0.25	•	•	•	0.1	0.06	•	•	•	•	•	NR/QR
18: STEG	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
19: STEG	0.01	0.012	0.009	0.008	0.008	0.007	0.008	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.011	0.006	0.005	0.005	0.005	0.005	0.007	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
20: STEG	0.039	0.032	0.025	0.024	0.024	0.021	0.021	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
21: STEG	0.019	0.017	0.019	0.015	0.015	0.016	0.016	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
22: STEG	0.021	0.02	0.019	0.018	0.018	0.019	0.019	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•







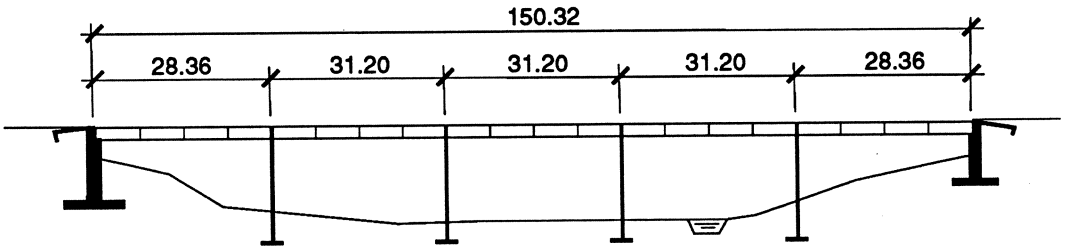
: Bohrstellen

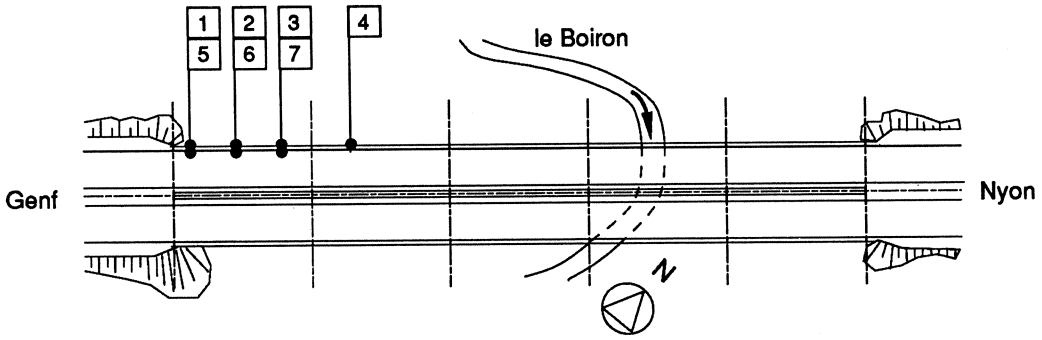
Rudolf Brun Brücke	Kanton: ZH	Ort: Zürich	Baujahr: 1913

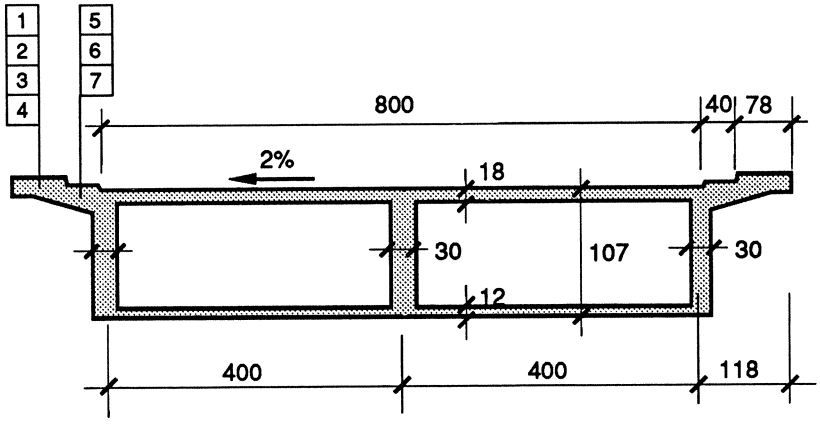
BOHRSTELLE	MESSSTELLE	U50-1	U50-2	U50-3	n*-1	n*-2	n*-3	UE-1	UE-2	UE-3	LP-1	LP-2	LP-3	n-1	n-2	n-3	Z-1	Z-2
		[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[kg/m3]	[kg/m3]
01: FP	03: KB O	6.66	4.72	3.83	8.11	5.75	4.66	14.77	10.47	8.49	1.25	1.86	1.77	16.02	12.33	10.26	308	218
02: FP	04: KB O	7.49	5.54	4.24	6.26	4.62	3.54	13.75	10.16	7.78	1.34	2.21	1.34	15.08	12.37	9.12	340	252
03: FP	07: KB O	7.09	5.86	5.76	10.46	8.65	8.5	17.55	14.51	14.26	1.19	1.71	1.3	18.74	16.22	15.56	344	285
	04: KB U	5.54	4.14	3.63	6.02	4.5	3.94	11.56	8.64	7.57	2.04	3.2	2.05	13.6	11.84	9.62	252	188
04: STEG	05: KB A	•	•	•	•	•	•	14.24	13.62	•	2.52	3.53	•	16.76	17.16	•	•	•
	05: KB I	•	•	•	•	•	•	13.9	12.94	•	1.84	4.39	•	15.74	17.33	•	•	•
05: STEG	06: KB A	•	•	•	•	•	•	14.73	13.78	•	2.95	4.16	•	17.68	17.94	•	•	•
	06: KB I	•	•	•	•	•	•	13.6	13.34	•	2.21	3.13	•	15.81	16.47	•	•	•
06: STEG	02: KB L	2.58	2.33	2.27	8.56	7.76	7.54	11.14	10.09	9.81	2.4	3.19	3.5	13.54	13.28	13.31	201	182
	02: KB R	2.69	2.25	2.5	8.03	6.72	7.48	10.72	8.97	9.98	1.48	2.51	3.69	12.2	11.48	13.67	193	162
07: STEG	01: KB L	3.16	2.74	3.09	7.4	6.41	7.23	10.56	9.15	10.32	2.03	1.94	2.32	12.59	11.09	12.64	185	161
	01: KB R	3	2.54	2.93	7.98	6.75	7.79	10.98	9.29	10.72	1.54	1.88	2.01	12.52	11.17	12.73	203	163
08: STEG	08: KB L	4.88	4.28	4.58	6.55	5.73	6.14	11.43	10.01	10.72	1.94	1.79	2.13	13.37	11.8	12.85	229	200
	08: KB R	3.82	3.13	3.76	7.9	6.47	7.79	11.72	9.6	11.55	1.28	1.73	1.98	13.01	11.33	13.53	234	192
09: STEG	09: KB L	4.51	4.2	4.2	7.55	7.03	7.02	12.06	11.23	11.22	1.22	1.18	1.07	13.29	12.41	12.29	234	218
	09: KB R	4.65	4.36	4.55	7.06	6.62	6.92	11.71	10.98	11.47	1.43	1.33	1.11	13.14	12.31	12.58	227	213
10: STEG	10: KB L	5.25	4.68	4.74	7.65	6.83	6.91	12.9	11.51	11.65	0.97	1.66	1.61	13.87	13.17	13.26	280	250
	10: KB R	4.87	4.44	4.52	6.89	6.28	6.4	11.76	10.72	10.92	1.21	1.58	1.54	12.97	12.3	12.46	256	233

BOHRSTELLE	Z-3	W/Z	rR105-1	rR105-2	h3-2	h3-3	h24-2	h24-3	fc28-4	c-L1	c-L2	y	d-L1	d-L2	tN-L1	tN-L2	CL-1	CL-2	CL-3
	[kg/m3]		[kg/m3]	[kg/m3]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	N/mm2]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]
01: FP	177	0.65	2236	2358	14	23	22	38	27.6	28	•	2	16	•	0	•	0.023	0.02	0.013
02: FP	193	•	2263	2352	14	21	23	32	•	29	65	2	14	8	0.1	0.1	0.013	0.012	0.01
03: FP	280	0.68	2179	2254	11	14	22	28	25.1	84	92	0	18	8	0.1	0	0.03	0.018	0.018
	165	•	2294	2374	13	15	22	29	•	•	•	8	•	•	•	•	0.012	0.003	0.003
04: STEG	•	•	2227	2245	13	•	24	•	•	•	•	0	•	•	•	•	0.014	0.003	0.003
	•	•	2273	2225	16	•	25	•	•	18	27	0	8	8	0.1	0.1	0.003	0.003	0.003
05: STEG	•	•	2205	2217	16	•	25	•	•	•	•	16	•	•	•	•	0.024	0.006	0.006
	•	•	2278	2269	11	•	24	•	•	21	28	1	8	8	0.1	0.1	0.003	0.003	0.003
06: STEG	177	0.73	2301	2329	20	33	25	48	16.1	25	30	16	8	8	0.1	0.1	0.015	0.005	0.003
	180	0.72	2338	2382	22	30	25	50	16.1	24	32	45	8	8	0.1	0.1	0.016	0.003	0.003
07: STEG	181	0.74	2352	2399	18	25	25	49	17.3	24	•	20	8	•	0	•	0.014	0.005	0.003
	188	0.74	2346	2404	15	25	25	50	17.3	•	•	0	•	•	•	•	0.015	0.006	0.003
08: STEG	214	0.67	2327	2375	12	13	22	27	25.3	24	•	35	8	•	0.1	•	0.045	0.063	0.049
	231	0.67	2332	2392	10	14	19	37	25.3	14	•	5	8	•	0.7	•	0.075	0.067	0.103
09: STEG	218	0.69	2322	2363	11	18	23	32	25.5	10	•	3	8	•	0	•	0.007	0.006	0.006
	223	0.68	2324	2362	14	16	21	30	25.5	23	•	0	8	•	0	•	0.007	0.008	0.008
10: STEG	253	0.63	2307	2344	14	16	23	33	30.6	27	•	0	8	•	0.1	•	0.013	0.008	0.007
	237	0.63	2336	2365	12	15	24	31	30.6	19	•	5	8	•	0	•	0.023	0.009	0.006

BOHRSTELLE	CL-4	CL-5	CL-6	CL-7	CL-8	CL-9	CL-10	w-OK	w-L1	yR	yRF	tNR-L1	tNR-L2	CLR-1	CLR-2	CLR-3	CLR-4	CLR-5	CLR-6	Riss
	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	
01: FP	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
02: FP	0.007	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
03: FP	0.013	0.011	0.011	0.008	0.008	0.006	0.006	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
04: STEG	0.003	•	•	•	•	•	•	0.1	0.1	7	•	•	•	0.005	•	•	•	•	•	NR/QR
	0.003	•	•	•	•	•	•	0.1	0.1	2	1	•	0.1	0.005	•	•	•	•	•	NR/QR
05: STEG	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
06: STEG	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
07: STEG	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
08: STEG	0.056	0.073	0.073	0.073	0.073	0.044	0.044	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.06	0.04	0.04	0.024	0.024	0.003	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
09: STEG	0.006	0.005	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.005	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
10: STEG	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•







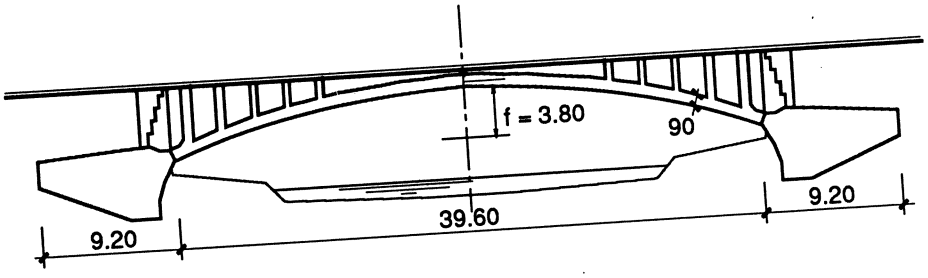
: Bohrstellen

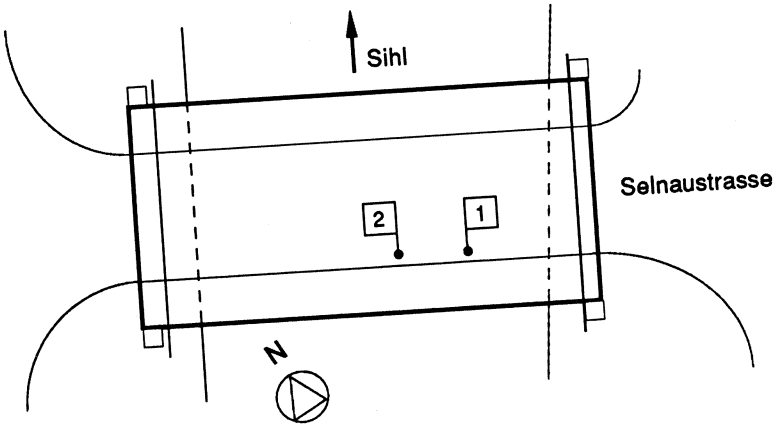
Pont sur le Boiron d'Eysins	Kanton: VD	Ort: Nyon	Baujahr: 1960

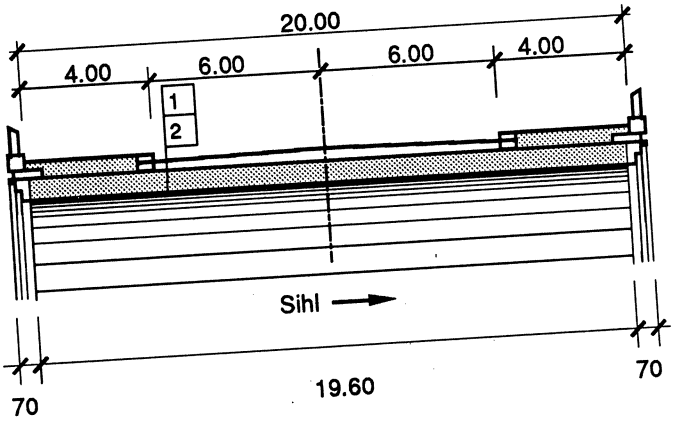
BOHRSTELLE	MESSSTELLE	U50-1	U50-2	U50-3	n*-1	n*-2	n*-3	UE-1	UE-2	UE-3	LP-1	LP-2	LP-3	n-1	n-2
		[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
1: KK	1: KB O	6.01	6.14	4.46	7.46	7.63	5.54	13.47	13.77	10	3.13	4.91	1.43	16.6	18.68
2: KK	2: KB O	6.05	5	4.15	7.95	6.56	5.45	14	11.56	9.6	2.73	3.47	1.59	16.73	15.03
3: KK	3: KB O	5.73	4.49	3.84	8.6	6.73	5.76	14.33	11.22	9.6	2.67	3.3	2.12	17.01	14.52
4: KK	4: KB O	6.8	7.07	4.93	7.55	7.84	5.47	14.35	14.91	10.4	1.62	2.79	1.21	15.97	17.7
5: FP	5: KB O	8.95	8.26	4.91	6.75	6.22	3.7	15.7	14.48	8.61	3.49	2.88	0.81	19.19	17.36
6: FP	6: KB O	8.76	6.61	4.66	7.57	5.71	4.03	16.33	12.32	8.69	4.65	1.69	0.97	20.98	14.01
7: FP	7: KB O	8.02	5.55	4.9	7.47	5.17	4.56	15.49	10.72	9.46	3.27	1.26	0.9	18.75	11.98

BOHRSTELLE	MESSSTELLE	n-3	Z-1	Z-2	Z-3	W/Z	rR105-1	rR105-2	rR105-3	h3-2	h3-3	fc28-4	c-L1	c-L2	y
		[%]	[kg/m3]	[kg/m3]	[kg/m3]		[kg/m3]	[kg/m3]	[kg/m3]	[mm]	[mm]	[N/mm2]	[mm]	[mm]	[mm]
1: KK	1: KB O	11.43	337	344	250	0.57	2229	2188	2390	14	17	37.2	51	64	0
2: KK	2: KB O	11.19	350	289	240	0.62	2224	2294	2398	12	15	31.8	49	63	0
3: KK	3: KB O	11.72	358	281	240	0.6	2224	2307	2392	14	18	33	44	56	0
4: KK	4: KB O	11.61	359	373	260	0.54	2232	2206	2381	19	12	41.4	46	57	0
5: FP	5: KB O	9.42	393	362	215	0.54	2140	2208	2421	12	8	42.5	99	•	0
6: FP	6: KB O	9.66	408	308	217	0.57	2092	2307	2411	10	11	38.8	78	82	0
7: FP	7: KB O	10.36	387	268	237	0.57	2144	2367	2402	7	13	37.5	73	94	0

BOHRSTELLE	MESSSTELLE	d-L1	d-L2	tN-L1	tN-L2	CL-1	CL-2	CL-3	CL-4	CL-5	CL-6	CL-7	CL-8	CL-9	CL-10
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]
1: KK	1: KB O	12	8	0	0	0.153	0.052	0.011	0.005	0.005	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004
2: KK	2: KB O	12	8	0	0	0.175	0.044	0.033	0.019	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004
3: KK	3: KB O	12	8	0	0	0.128	0.102	0.077	0.056	0.045	0.052	•	•	•	•
4: KK	4: KB O	12	8	0	0	0.201	0.029	0.006	0.004	0.004	0.038	0.032	0.032	0.016	0.016
5: FP	5: KB O	12	•	0	0	0.227	0.07	0.015	0.006	0.005	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004
6: FP	6: KB O	8	12	0	0	0.285	0.107	0.026	0.013	0.011	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004
7: FP	7: KB O	12	8	0	0	0.188	0.049	0.018	0.011	0.008	0.005	0.004	0.004	0.004	0.004





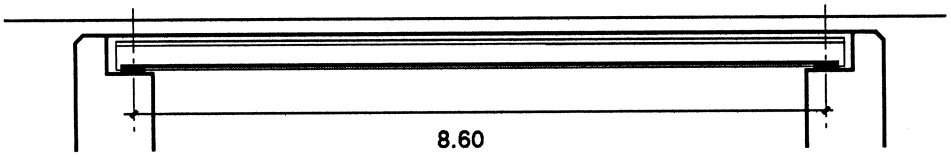


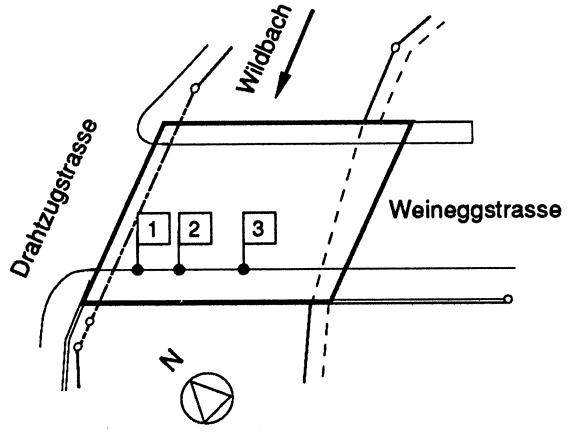
Stauffacherbrücke	Kanton: ZH	Ort: Zürich	Baujahr: 1899

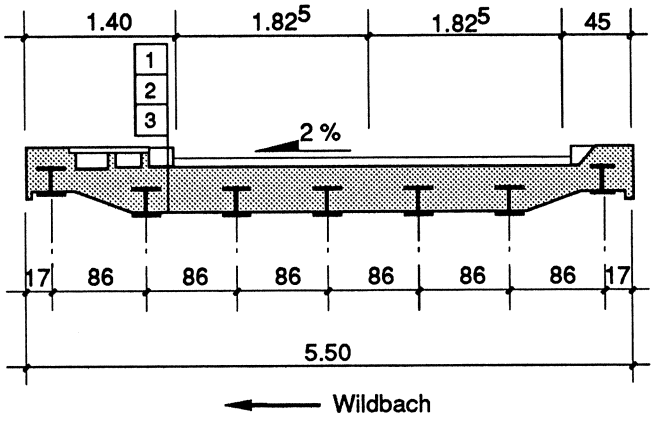
BOHRSTELLE	MESSSTELLE	U50-1	U50-2	U50-3	n*-1	n*-2	n*-3	UE-1	UE-2	UE-3	LP-1	LP-2	LP-3	n-1	n-2
		[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
1: FP	01: UB	9.77	7.95	•	12.83	10.44	•	22.6	18.39	•	4.28	3.41	•	26.88	21.8
	01: UB	•	5.45	4.67	•	10.68	9.16	•	16.13	13.83	•	2.04	1.82	•	18.17
	01: KB	8.51	6.2	6.17	5.76	4.2	4.18	14.27	10.4	10.35	0.81	1.69	2.22	15.08	12.09
2: FP	02: UB	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	02: KB	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•

BOHRSTELLE	MESSSTELLE	n-3	Z-1	Z-2	Z-3	W/Z	rR105-1	rR105-2	rR105-3	h3-2	h3-3	fc28-4	c-L1	c-L2	y
		[%]	[kg/m3]	[kg/m3]	[kg/m3]		[kg/m3]	[kg/m3]	[kg/m3]	[mm]	[mm]	[N/mm2]	[mm]	[mm]	[mm]
1: FP	01: UB	•	665	541	•	0.51	1953	2106	•	9	•	42.4	•	•	8
	01: UB	15.65	•	474	407	0.51	•	2206	2281	21	16	42.4	•	•	•
	01: KB	12.57	420	306	304	0.51	2284	2322	2307	9	•	42.4	•	•	•
2: FP	02: UB	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	22.8	•	•	5
	02: KB	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	22.8	•	•	•

BOHRSTELLE	MESSSTELLE	d-L1	d-L2	tN-L1	tN-L2	CL-1	CL-2	CL-3	CL-4	CL-5	CL-6	CL-7	CL-8	CL-9	CL-10
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]
1: FP	01: UB	•	•	•	•	0.015	0.034	0.026	•	•	•	•	•	•	•
	01: UB	•	•	•	•	0.011	0.006	0.003	0.003	0.003	0.006	0.006	0.007	0.007	•
	01: KB	•	•	•	•	0.013	0.013	0.007	0.007	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003
2: FP	02: UB	•	•	•	•	0.02	0.029	0.036	0.039	0.034	0.021	0.021	0.021	0.009	0.009
	02: KB	•	•	•	•	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.021	0.021	0.003	0.003







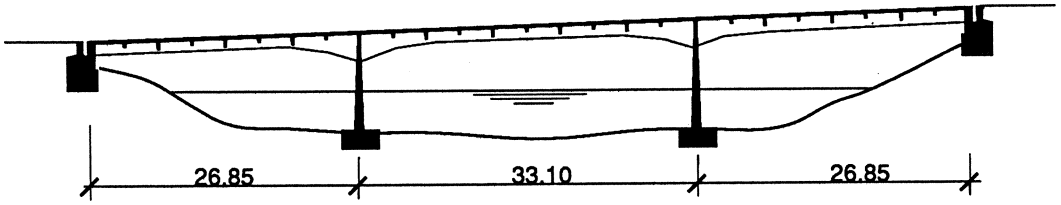
: Bohrstellen

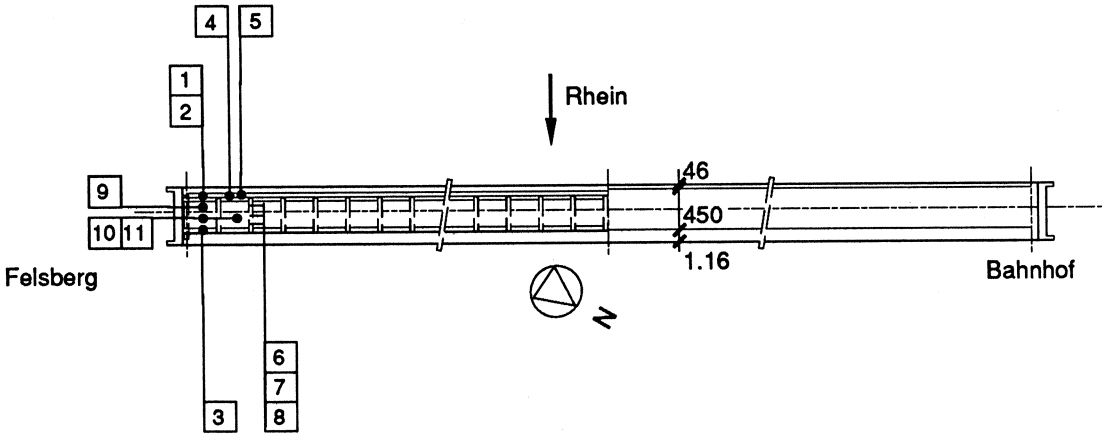
Weineggbrücke	Kanton: ZH	Ort: Zürich	Baujahr: 1925

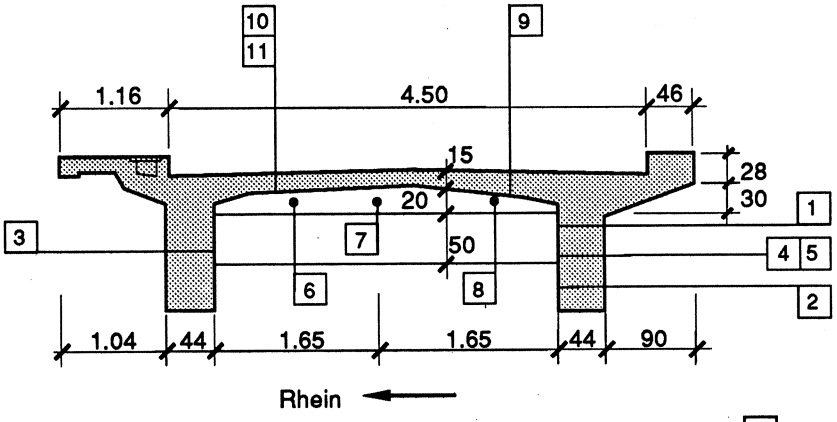
BOHRSTELLE	MESSSTELLE	U50-1	U50-2	U50-3	n*-1	n*-2	n*-3	UE-1	UE-2	UE-3	LP-1	LP-2	LP-3	n-1	n-2
		[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
1: FP	1: KB O	6.65	3.98	3.84	15.65	9.37	9.03	22.3	13.35	12.87	3.21	4.11	2.68	25.51	17.46
	1: KB U	2.48	2.39	2.62	8.92	8.61	9.43	11.4	11	12.05	1.56	2.57	2.59	12.97	13.57
2: FP	2: KB O	4.54	4.23	3.38	12.77	11.91	9.51	17.31	16.14	12.89	3.88	5.08	3.18	21.19	21.22
	2: KB U	3.34	3.55	3.53	7.2	7.64	7.61	10.54	11.19	11.14	2	3.22	2.84	12.53	14.41
3: FP	3: KB O	6.63	4.18	4.5	12.59	7.92	8.54	19.22	12.1	13.04	2.74	2.26	2.92	21.96	14.36
	3: KB U	3.47	3.44	3.63	7.81	7.76	8.18	11.28	11.2	11.81	2.13	3.14	3.83	13.4	14.34

BOHRSTELLE	MESSSTELLE	n-3	Z-1	Z-2	Z-3	W/Z	rR105-1	rR105-2	rR105-3	h3-2	h3-3	fc28-4	c-L1	c-L2	y
		[%]	[kg/m3]	[kg/m3]	[kg/m3]		[kg/m3]	[kg/m3]	[kg/m3]	[mm]	[mm]	[N/mm2]	[mm]	[mm]	[mm]
1: FP	1: KB O	15.55	465	278	268	0.65	1984	2216	2280	15	15	26	•	•	1
	1: KB U	14.64	237	229	251	0.65	2341	2330	2290	18	20	26	•	•	30
2: FP	2: KB O	16.07	339	316	253	0.68	2094	2112	2259	21	18	22.4	•	•	0
	2: KB U	13.98	207	219	218	0.68	2356	2305	2313	17	19	22.4	•	•	25
3: FP	3: KB O	15.96	427	269	290	0.62	2082	2310	2268	16	16	28	•	•	0
	3: KB U	15.64	251	249	262	0.62	2334	2309	2274	20	19	28	•	•	25

BOHRSTELLE	MESSSTELLE	d-L1	d-L2	tN-L1	tN-L2	CL-1	CL-2	CL-3	CL-4	CL-5	CL-6	CL-7	CL-8	CL-9	CL-10
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]
1: FP	1: KB O	•	•	•	•	0.081	0.043	0.032	0.032	0.027	0.023	0.019	0.019	0.015	0.015
	1: KB U	•	•	•	•	0.121	0.069	0.122	0.046	0.086	0.109	0.044	0.018	0.018	0.014
2: FP	2: KB O	•	•	•	•	0.064	0.07	0.032	0.026	0.031	0.033	0.022	0.022	0.02	0.02
	2: KB U	•	•	•	•	0.146	0.054	0.077	0.102	0.111	0.063	0.058	0.055	0.055	0.033
3: FP	3: KB O	•	•	•	•	0.035	0.013	0.02	0.013	0.011	0.013	0.01	0.01	0.005	0.005
	3: KB U	•	•	•	•	0.275	0.161	0.201	0.249	0.369	0.31	0.256	0.177	0.177	0.074







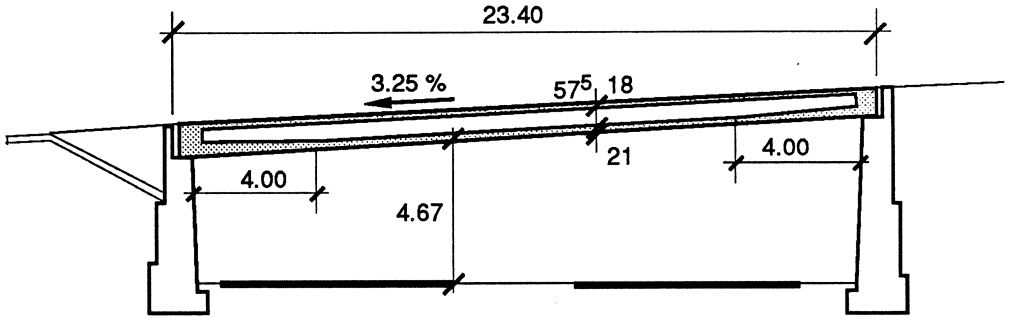
: Bohrstellen

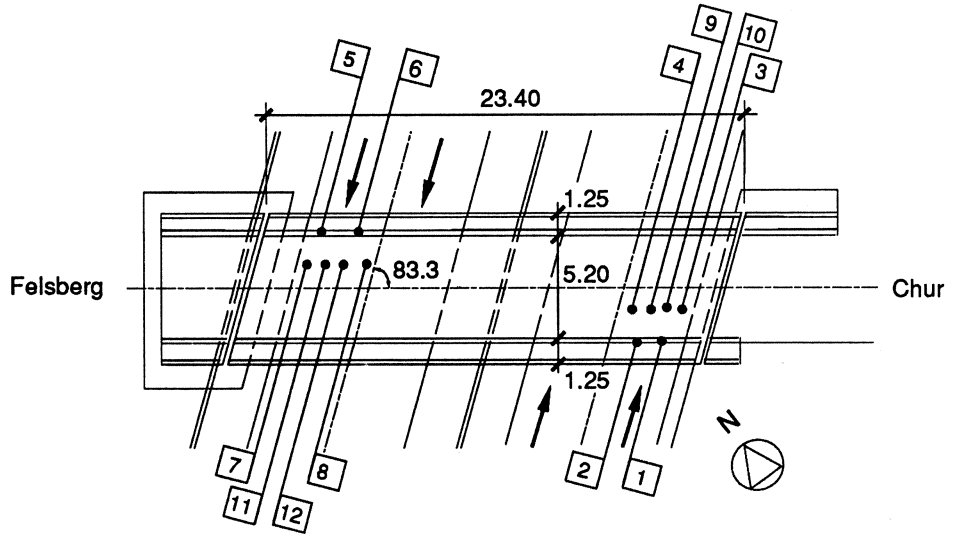
Rheinbrücke Felsberg	Kanton: GR	Ort: Felsberg	Baujahr: 1935

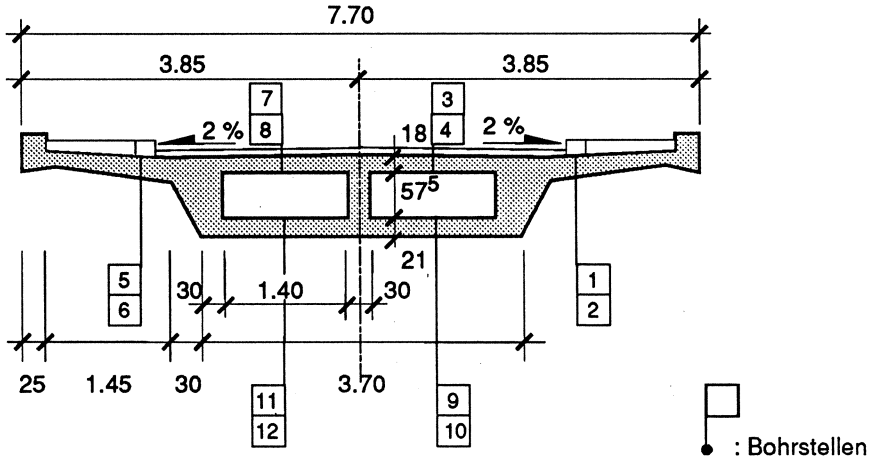
BOHRSTELLE	MESSSTELLE	U50-1	U50-2	U50-3	n*-1	n*-2	n*-3	UE-1	UE-2	UE-3	LP-1	LP-2	LP-3	n-1	n-2	n-3	Z-1	Z-2
		[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[kg/m3]	[kg/m3]
01: STEG	14: KB I	7.01	6.82	7.14	7.27	7.07	7.4	14.28	13.89	14.54	0.91	1.15	1.33	15.19	15.04	15.87	298	289
	14: KB A	5.43	4.67	5.6	8.05	6.94	8.31	13.48	11.61	13.91	1.7	0.92	1.12	15.18	12.53	15.03	281	242
02: STEG	13: KB I	5.42	4.38	4.57	9.23	7.46	7.79	14.65	11.84	12.36	0.69	1.2	1.4	15.35	13.04	13.76	299	242
	13: KB A	4.36	4.17	4.42	9.13	8.73	9.25	13.49	12.9	13.67	0.78	1.36	1.53	13.49	14.26	15.2	275	263
03: STEG	16: KB I	4.16	4.11	4.21	8.76	8.66	8.86	12.92	12.77	13.07	1.22	1.47	1.43	14.14	14.24	14.5	239	236
	16: KB A	4.41	3.74	4.11	9.41	7.97	8.77	13.82	11.71	12.88	0.83	1.23	1.18	14.65	12.94	14.06	256	217
04: STEG	15: KB I	3.26	3.01	3.4	10.5	9.71	10.97	13.76	12.72	14.37	1.1	1.48	1.65	14.86	14.2	16.02	246	227
	15: KB A	3.78	3.36	3.63	10.4	9.25	10	14.18	12.61	13.63	1.24	1.43	1.38	15.42	14.04	15.01	253	225
05: STEG	17: KB I	6.13	5.58	5.52	7.43	6.77	6.7	13.56	12.35	12.22	0.8	1.11	1.13	14.36	13.46	13.35	271	247
	17: KB A	5.52	4.36	4.91	7.25	5.73	6.45	12.77	10.09	11.36	0.51	0.9	0.77	13.28	10.99	12.13	255	202
06: QT	19: KB L	3.49	3.64	4.39	6.4	6.66	8.04	9.89	10.3	12.43	1.54	1.19	1.24	11.43	11.49	13.67	206	215
	19: KB R	3.95	3.82	4.83	6.45	6.24	7.88	10.4	10.06	12.71	1.62	1.19	1.12	12.01	11.25	13.83	217	210
07: QT	18: KB L	4.57	3.96	5.04	8.09	7	8.91	12.66	10.96	13.95	2.05	1.19	1.1	14.71	12.15	15.05	243	211
	18: KB R	4.24	3.77	4.64	7.61	6.76	8.32	11.85	10.53	12.96	1.53	1.1	1.03	13.39	11.63	13.99	228	203
08: QT	20: KB L	3.96	4.73	5.31	5.93	7.09	7.95	9.89	11.82	13.26	1.64	1.07	1.1	11.53	12.89	14.36	198	236
	20: KB R	3.59	4.41	4.96	5.37	6.6	7.42	8.96	11.01	12.38	1.35	1.12	1.26	10.31	12.13	13.64	179	220
09: FP	BOHREN	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	UNMOEGLICH,	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
10: FP	BETON	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	ZERBROECKELT	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
11: FP	VGL.	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	BILD 1.2	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•

BOHRSTELLE	Z-3	W/Z	rR105-1	rR105-2	rR105-3	h3-2	h3-3	h24-2	h24-3	fc28-4	c-L1	c-L2	y	d-L1	d-L2	tN-L1	tN-L2	CL-1	CL-2	CL-3
	[kg/m3]		[kg/m3]	[kg/m3]	[kg/m3]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	N/mm2]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]
01: STEG	303	0.65	2283	2294	2267	15	18	25	34	28.9	20	•	10	12	•	0.1	•	0.232	0.247	0.245
	290	0.65	2287	2369	2299	15	20	25	38	28.9	31	•	20	12	•	0.1	•	0.139	0.165	0.165
02: STEG	252	0.66	2284	2362	2333	18	18	25	34	27.9	14	•	35	12	•	0.2	•	0.057	0.013	0.006
	279	0.66	2319	2324	2294	21	19	25	42	27.9	34	•	38	12	•	0.1	•	0.346	0.201	0.263
03: STEG	242	0.71	2311	2318	2310	17	20	25	38	22.7	14	•	18	12	•	0.1	•	0.01	0.005	0.005
	239	0.71	2310	2359	2327	15	24	25	47	22.7	23	•	23	12	•	0.1	•	0.008	0.006	0.005
04: STEG	257	0.73	2295	2319	2272	18	24	25	47	19.6	21	•	38	12	•	0.1	•	0.023	0.007	0.005
	243	0.73	2282	2322	2294	13	25	25	48	19.6	26	•	30	12	•	0.1	•	0.015	0.007	0.005
05: STEG	244	0.67	2317	2346	2343	17	19	25	37	27.1	26	•	0	14	•	0.1	•	0.085	0.043	0.038
	227	0.67	2349	2416	2383	19	21	25	38	27.1	46	•	35	14	•	0.1	•	0.033	0.021	0.028
06: QT	259	0.65	2396	2404	2340	18	29	25	46	28.6	15	•	30	10	•	0.2	•	0.034	0.027	0.033
	265	0.65	2386	2404	2334	17	25	25	42	28.6	15	•	27	10	•	1.6	•	0.126	0.139	0.053
07: QT	268	0.69	2303	2413	2307	17	26	25	45	27.8	13	24	30	10	14	1.1	0.1	0.029	0.029	0.062
	249	0.69	2333	2395	2338	17	24	25	43	27.8	10	22	40	10	12	0.2	1.4	0.245	0.14	0.099
08: QT	265	0.67	2397	2365	2322	18	28	25	43	27.2	13	22	20	10	14	0.8	•	0.045	0.034	0.08
	248	0.67	2421	2389	2345	15	25	25	42	27.2	10	20	20	10	12	0.5	1.3	0.097	0.088	0.133
09: FP	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
10: FP	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
11: FP	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•

BOHRSTELLE	CL-4	CL-5	CL-6	CL-7	CL-8	CL-9	CL-10	w-OK	w-L1	yR	yRF	tNR-L1	tNR-L2	CLR-1	CLR-2	CLR-3	CLR-4	CLR-5	CLR-6	Riss
	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	
01: STEG	0.197	0.114	0.092	0.06	0.06	0.04	0.04	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.152	0.151	0.142	0.054	0.054	0.054	0.029	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
02: STEG	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.313	0.21	0.203	0.159	0.118	0.118	0.098	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
03: STEG	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.15	0.2	38	•	0.1	•	0.019	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	NR/QR
	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.15	0.2	15	5	0.1	•	0.009	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	NR/QR
04: STEG	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.2	0.2	22	2	0.1	•	0.166	0.052	0.049	0.012	0.005	0.005	NR/QR
	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.2	0.2	35	5	0.1	•	0.144	0.065	0.027	0.02	0.025	0.015	NR/QR
05: STEG	0.03	0.017	0.013	0.008	0.008	0.005	0.005	0.2	0.2	•	•	0.2	•	0.292	0.197	0.091	0.059	0.089	0.07	NR/QR
	0.029	0.019	0.017	0.011	0.007	0.007	0.005	0.2	0.2	26	0	0.1	•	0.031	0.035	0.025	0.026	0.025	0.018	NR/QR
06: QT	0.043	0.045	0.047	0.029	0.029	0.037	0.037	0.15	0.15	40	•	1.1	•	0.085	0.048	0.051	0.034	0.059	0.059	WTR/LR
	0.069	0.058	0.055	0.05	0.051	0.051	0.046	0.2	0.2	50	•	1.7	•	0.218	0.098	0.068	0.099	0.087	0.094	WTR/LR
07: QT	0.08	0.078	0.046	0.054	0.054	0.07	0.07	0.25	0.25	28	•	0.9	•	0.023	0.021	0.016	0.035	0.053	0.053	WTR/QR
	0.044	0.048	0.053	0.067	0.067	0.061	0.061	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
08: QT	0.097	0.071	0.091	0.079	0.079	0.064	0.064	0.2	0.2	12	•	1.3	•	0.064	0.053	0.056	0.064	0.062	0.061	WTR/QR
	0.124	0.114	0.102	0.078	0.08	0.08	0.056	0.1	0.1	20	•	0.6	•	0.059	0.043	0.05	0.061	0.06	0.054	WTR/OR
09: FP	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
10: FP	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
11: FP	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•							







Überführung N13 Felsberg	Kanton: GR	Ort: Felsberg	Baujahr: 1961/62

BOHRSTELLE	MESSSTELLE	U50-1	U50-2	U50-3	n*-1	n*-2	n*-3	UE-1	UE-2	UE-3	LP-1	LP-2	LP-3	n-1	n-2	n-3	Z-1	Z-2
		[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[kg/m3]	[kg/m3]
01: FP	1: KB O	10.1	6.56	6.37	6.03	3.92	3.8	16.13	10.48	10.17	0.91	0.55	1.11	17.05	11.03	11.28	489	318
	1: KB U	4	4.56	5.19	3.34	3.8	4.33	7.34	8.36	9.52	1.49	1.34	1.25	8.83	9.7	10.77	222	253
02: FP	2: KB O	10.98	7.46	7.25	5.87	4	3.88	16.85	11.46	11.13	1.28	0.63	0.89	18.13	12.09	12.02	511	347
	2: KB U	4.81	4.82	5.77	3.39	3.39	4.06	8.2	8.21	9.83	1.02	0.82	1.35	9.21	9.03	11.18	248	249
03: FP	3: KB O	8.07	6.76	6.38	3.66	3.06	2.89	11.73	9.82	9.27	1.69	1.51	1.54	13.42	11.33	10.81	355	298
	3: KB U	5.58	4.72	6.42	2.89	2.45	3.33	8.47	7.17	9.75	0.68	0.29	0.89	9.15	7.46	10.64	257	217
04: FP	4: KB O	7.96	6.76	6.71	3.57	3.03	3.01	11.53	9.79	9.72	1.99	1.31	1.25	13.51	11.1	10.97	349	297
	4: KB U	7.91	5.19	6.36	3.75	2.45	3.01	11.66	7.64	9.37	0.65	0.21	0.41	12.31	7.85	9.78	353	232
05: FP	7: KB O	8.3	6.71	6.44	7.01	5.67	5.44	15.31	12.38	11.88	0.62	0.58	0.47	15.93	12.96	12.35	425	344
	7: KB U	3.45	4.17	4.7	3.34	4.03	4.55	6.79	8.2	9.25	0.9	0.96	0.95	7.69	9.16	10.2	189	228
06: FP	8: KB O	7.99	6.81	6.66	5.92	5.04	4.93	13.91	11.85	11.59	0.77	0.98	0.76	14.69	12.83	12.53	376	320
	8: KB U	3.78	3.88	4.35	3.92	4.02	4.51	7.7	7.9	8.86	0.89	0.63	0.78	8.6	8.53	9.64	208	214
07: FP	9: KB O	5.76	4.8	4.45	5.56	4.63	4.3	11.32	9.43	8.75	1.21	1.05	1.18	12.53	10.48	9.93	377	314
	9: KB U	5.41	3.96	4.35	4.2	3.08	3.38	9.61	7.04	7.73	0.73	0.82	1.61	10.34	7.86	9.34	320	235
08: FP	10: KB O	6.22	5.38	4.55	5.87	5.07	4.29	12.09	10.45	8.84	1.21	0.97	1.13	13.31	11.42	9.97	403	348
	10: KB U	5.61	4.29	4.22	4.17	3.2	3.14	9.78	7.49	7.36	0.92	1.22	1.42	10.7	8.71	8.78	326	250
09: UKP	5: KB O	10.13	7.08	7.5	4.13	2.89	3.06	14.26	9.97	10.56	1.44	1.33	1.14	15.7	11.3	11.7	475	332
	5: KB U	5.96	6.8	7.82	2.91	3.32	3.82	8.87	10.12	11.64	1.1	0.86	0.87	9.97	10.98	12.51	296	337
10: UKP	6: KB O	9.64	7.96	7.9	5.01	4.13	4.1	14.65	12.09	12	1.15	0.92	1.29	15.8	13.01	13.29	407	336
	6: KB U	5.95	6.01	7.03	3.39	3.43	4.01	9.34	9.44	11.04	1.12	0.91	1.12	10.45	10.35	12.16	259	262
11: UKP	11: KB O	9.03	6.06	4.71	6.33	4.24	3.3	15.36	10.3	8.01	1.13	1.32	0.81	16.49	11.62	8.82	495	332
	11: KB U	3.63	4.49	4.57	3.67	4.52	4.61	7.3	9.01	9.18	1	0.8	0.88	8.3	9.81	10.06	235	291
12: UKP	12: KB O	9.3	5.16	5.05	8.24	5.68	4.47	17.54	10.71	9.52	1.06	0.96	0.84	18.6	11.67	10.36	566	345
	12: KB U	3.82	4	4.66	3.86	4.05	4.71	7.68	8.05	9.37	0.99	0.65	0.8	8.66	8.7	10.17	248	260

BOHRSTELLE	Z-3	W/Z	rR105-1	rR105-2	rR105-3	h3-2	h3-3	h24-2	h24-3	fc28-4	c-L1	c-L2	y	d-L1	d-L2	tN-L1	tN-L2	CL-1	CL-2	CL-3
	[kg/m3]		[kg/m3]	[kg/m3]	[kg/m3]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	N/mm2]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]
01: FP	308	0.5	2230	2394	2398	12	18	19	30	44.2	62	72	1	10	10	0	0	0.088	0.026	0.006
	288	0.5	2483	2450	2419	10	17	17	31	44.2	38	•	0	8	•	0	•	0.025	0.006	0.005
02: FP	337	0.5	2209	2371	2375	11	17	19	31	44.2	75	80	3	10	10	0	0	0.072	0.041	0.014
	298	0.5	2466	2461	2406	11	15	20	29	44.2	38	•	0	8	•	0	•	0.005	0.004	0.004
03: FP	281	0.5	2328	2402	2412	12	17	22	29	44.2	94	•	0	10	•	0	•	0.004	0.004	0.004
	295	0.5	2454	2492	2412	12	15	20	30	44.2	31	43	0	10	10	0	0	0.004	0.004	0.004
04: FP	295	0.5	2330	2403	2401	14	19	23	32	46.3	66	•	0	10	•	0	•	0.004	0.004	0.004
	284	0.5	2357	2479	2439	12	16	19	28	46.3	30	46	0	10	10	0	0	0.004	0.004	0.004
05: FP	330	0.53	2268	2351	2362	14	16	24	32	39.9	70	70	0	12	10	0	•	0.097	0.084	0.043
	257	0.53	2512	2461	2428	16	23	24	46	39.9	•	•	0	•	•	0	•	0.004	0.004	0.004
06: FP	313	0.54	2302	2346	2360	13	16	23	32	39.6	63	70	0	10	10	0	0	0.055	0.033	0.02
	239	0.54	2479	2472	2438	13	20	24	43	39.6	33	43	0	12	8	0	0	0.011	0.012	0.005
07: FP	292	0.47	2353	2405	2422	12	18	22	35	47.7	60	•	0	10	•	0	0	0.015	0.009	0.006
	258	0.47	2414	2454	2430	11	17	19	29	47.7	28	38	0	12	10	•	•	0.004	0.004	0.004
08: FP	295	0.47	2339	2378	2419	12	17	21	33	47.7	36	49	0	12	10	0	0	0.035	0.032	0.018
	245	0.47	2411	2444	2440	12	15	19	27	47.7	28	39	0	12	10	0	0	0.004	0.004	0.004
09: UKP	352	0.47	2271	2399	2351	12	20	21	33	47.8	118	•	0	10	•	0	•	0.004	0.004	0.004
	388	0.47	2449	2419	2368	14	19	24	33	47.8	43	•	0	8	•	0	0	0.004	0.004	0.004
10: UKP	333	0.53	2262	2340	2335	11	19	18	32	41.1	105	119	0	10	8	0	0	0.004	0.004	0.004
	307	0.53	2438	2431	2357	12	19	23	36	41.1	25	34	0	10	8	0	0	0.004	0.004	0.004
11: UKP	258	0.48	2256	2363	2414	11	14	21	26	45.5	•	•	0	•	•	•	•	0.004	0.004	0.004
	296	0.48	2500	2448	2414	13	23	25	37	45.5	23	32	12	10	8	0.1	0	0.015	0.004	0.004
12: UKP	307	0.48	2189	2359	2390	13	17	23	31	45.8	•	•	1	•	•	•	•	0.004	0.004	0.004
	302	0.48	2488	2467	2409	13	17	24	31	45.8	34	•	0	8	•	0.1	•	0.01	0.004	0.004

BOHRSTELLE	CL-4	CL-5	CL-6	CL-7	CL-8	CL-9	CL-10	w-OK	w-L1	yR	yRF	tNR-L1	tNR-L2	CLR-1	CLR-2	CLR-3	CLR-4	CLR-5	CLR-6	Riss
	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	[M-%B]	
01: FP	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.004	0.005	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
02: FP	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
03: FP	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
04: FP	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
05: FP	0.018	0.013	0.008	0.004	0.004	0.004	0.004	•	•	•	•	•	•	°	•	•	•	•	•	•
	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
06: FP	0.01	0.01	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
07: FP	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
08: FP	0.014	0.01	0.008	0.004	0.004	0.004	0.004	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
09: UKP	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
10: UKP	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
11: UKP	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
12: UKP	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•

DATEN AUS	[14]									
MESSSTELLE	c	h24	y	tN	CL-L	w-L	yR	tNR-L	CLR-L	Alter
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[M-%B]	[mm]	[mm]	[mm]	[M-%B]	[Jahre]
FP OBEN - WTR	15	24.5	10	•	•	0.20/LR	7	0.2	0.122	30
	32	24.5	•	•	•	0.05/LR	7	0.2	0.126	30
	50	24.6	3	•	•	0.40/LR	3	0.2	0.122	40
FP OBEN - NR	8	•	0	•	•	0.10/LR	0	0.2	0.003	20
	30	•	0	•	•	0.10/QR	0	0.1	0.003	20
	6	•	0	•	•	0.20/LR	0	0.2	0.084	20
	30	•	0	•	•	0.20/QR	0	0.1	0.066	20
	8	•	0	•	•	0.10/LR	0	0.2	0.086	20
	32	•	0	•	•	0.10/QR	0	0.1	0.085	20
FP UNTEN - NR	40	•	1	0	0.043	0.80/QR	7	0.1	0.045	16
	29	•	8	0	0.003	0.30/LR	7	0.2	0.003	16
	27	•	8	0	0.011	0.60/QR	8	0.2	0.007	16
	31	•	8	0.1	•	0.20/LR	8	0.1	0.007	16
FP OBEN - WTR	92	•	0	•	•	0.50/QR	0	0.5	0.138	17
	103	•	0	0	•	0.50/QR	0	1.3	0.138	17
FP UNTEN - WTR	22	•	•	0.1	0.003	0.50/QR	10	1.3	0.125	17
	32	•	3	0	0.018	0.20/QR	12	0.5	0.138	17
	13	•	6	0	0.2	0.10/LR	6	1.3	0.175	17
	28	•	•	0	•	0.05/QR	6	0.5	0.275	17
	19	•	0	0	0.084	0.10/QR	7	0	0.113	17
	34	•	•	0	0.15	0.10/LR	7	0	0.125	17
	73	•	15	0.1	0.009	0.10/QR	11	0.1	0.014	17
KK UNTEN - NR	20	•	0	0	0.04	0.20/LR	0	0.3	0.049	20
FP OBEN - WTR	50	•	0	0.9	0.15	1.00/LR	0	0.2	0.263	20
	96	•	0	0.1	0.138	0.50/QR	0	1.3	0.287	20
	19	•	0	0	•	0.50/LR	0	2.3	0.412	20
FP UNTEN - NR	16	•	8	0	0.2	0.10/QR	16	0.2	0.2	22
	25	•	•	0	0.052	0.10/QR	10	0.1	0.052	22
	12	•	8	•	•	0.05/LR	11	0.2	0.003	16
STEG/P UNT - NR	0	•	10	•	•	0.40/LR	6	0.1	0.004	17
FP OBEN - WTR	9	•	•	0	0.163	0.20/QR	8	0.9	0.163	15
	70	•	0	0.2	0.163	0.50/QR	8	0.3	0.15	15
	11	•	0	0	•	0.60/LR	6	3.8	0.175	15
	12	•	•	0	0.1	0.30/QR	10	2.8	0.085	15
	65	•	•	0.1	0.175	0.30/QR	10	0.2	0.2	15
FP OBEN - NR	20	•	•	•	•	0.05/LR	25	0.5	0.188	15
	25	•	10	0	0.212	0.05/QR	25	0.2	0.188	15
	15	•	•	0.9	•	0.50/LR	15	0.9	0.2	15
	14	•	•	•	•	0.20/LR	23	0.9	0.125	15
	66	•	0	0	0.003	0.10/QR	11	0	0.003	15
	64	•	0	0	0.007	0.20/LR	11	0	0.007	15
	70	50	0	0	0.001	0.02/LR	11	0	0.001	15
	13	50	20	0.1	•	0.60/LR	18	0.5	0.338	15
	14	50	22	0.1	•	0.40/LR	22	0.5	0.438	15
	12	50	20	0.2	•	0.10/LR	20	0.5	0.45	15
WL - NR	47	37.3	0	0	•	0.60/QR	2	0.9	0.138	17

MESSSTELLE	c	h24	y	tN	CL-L	w-L	yR	tNR-L	CLR-L	Alter
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[M-%B]	[mm]	[mm]	[mm]	[M-%B]	[Jahre]
	61	37.3	0	0	•	0.06/LR	2	3.8	0.138	17
STEG - NR	46	38.8	•	0	•	0.20/LR	44	0.5	0.086	50
	66	35	1	0.1	•	0.30/QR	35	0.2	0.013	50
	16	32.8	35	0.5	•	0.30/LR	19	0.5	0.081	50
	37	35.2	15	0.3	•	0.20/LR	24	0.5	0.018	50
WL WAND - NR	77	24.4	2	0.1	•	0.20/QR	5	0.1	0.037	29
	45	37.1	0.5	0.1	0.037	0.20/QR	20	0.1	0.037	26
	56	37.1	0.5	0.1	0.031	0.20/QR	20	0.1	0.031	26
	74	30.5	0.5	0.2	0.005	0.20/QR	1	0.2	0.022	14
	91	30.5	0	0.1	0.005	0.20/QR	1	0.1	0.005	14
	52	30.5	0.5	0.1	0.075	0.20/QR	13	0.2	0.075	14
	71	30.5	0.5	0.1	0.056	0.10/QR	13	0.1	0.056	14
	47	30.5	0.5	0.2	0.075	0.20/QR	10	0.2	0.075	14
	67	30.5	0.5	•	•	0.20/QR	10	•	0.044	14
	41	28.3	3	•	•	1.00/QR	10	0.2	0.004	23
	62	28.3	2	0.1	•	1.00/QR	10	0.2	0.003	23
KK - NR	36	•	0	0	0.001	0.02/QR	2	0.1	0.004	17
	38	•	0	0	0.003	0.02/LR	2	0.2	0.019	17
WL WAND - NR	37	27.1	0	0	•	0.20/LR	12	0.2	0.004	20
	64	27.1	0	0.2	•	0.20/QR	12	0.2	0.004	20
	35	26	0.5	0.2	•	0.40/QR	10	0.2	0.005	23
	40	26	2	0	•	0.20/QR	10	0.2	0.003	23
	21	33	10	0	0.024	0.30/LR	4	0.2	0.021	22
	42	33	•	0.1	0.024	0.30/QR	4	0.2	0.009	22
	40	26.8	15	0	0.007	1.00/QR	9	0.1	0.005	20
	60	26.8	•	0.1	0.007	1.00/QR	9	0	0.005	20
	51	30.6	11	0	0.013	0.30/QR	15	0	0.001	20
	32	36.8	10	0	•	0.50/QR	2	0	0.003	20
	53	36.8	8	0.1	•	0.40/QR	2	0.1	0.003	20
P - NR	24	36.4	2	0.1	•	0.20/QR	10	0.1	0.007	17
	18	40	2	•	•	0.20/QR	8	0.2	0.013	17
	22	32.4	5	•	0.025	0.20/QR	5	0.2	0.025	14
	42	32.4	5	•	0.003	0.20/QR	5	0.2	0.003	14
UKP - NR	30	39.1	0.5	•	0.004	0.20/QR	5	0.2	0.004	16
	49	39.1	0.5	•	0.003	0.15/QR	5	0	0.003	16
FP UNTEN - NR	18	46.2	0	•	0.004	0.50/QR	0	0	0.004	22
	32	46.2	0	0.2	0.003	0.50/QR	0	0.2	0.003	22
STEG - NR	25	39.5	20	0.1	0.001	0.80/QR	25	0.2	0.001	32
	12	39.9	30	0.1	0.001	0.50/LR	40	0.1	0.001	32
	34	•	4	0	0.001	0.01/QR	15	0.1	0.001	40
	36	27.1	0	0	0.01	0.20/LR	18	0.2	0.01	20
	61	27.1	0	0.1	0.01	0.60/QR	18	0.1	0.01	20
WL - NR	34	31.5	10	•	•	1.00/QR	7	•	•	17
STEG - NR	38	40.6	15	0.1	0.006	0.20/LR	30	0.1	0.006	50
	48	44.4	50	0.1	0.001	0.50/LR	50	0.2	0.001	50
FP UNTEN - NR	26	43.7	45	0.1	0.004	0.30/LR	45	0.1	0.001	50
	31	45.1	37	0.3	0.003	0.20/LR	37	0.3	0.001	50
	21	28	26	•	0.003	0.30/LR	26	•	0.003	50

9.2. BEZEICHNUNGEN

α	Hydratationsgrad	[%]
A	Aussen	
c	Betondeckung	[mm]
CL	Chloridgehalt	[M.-% Beton]
CLR	Chloridgehalt in der Rissflanke	[M.-% Beton]
d	Stabdurchmesser	[mm]
f_c	Betonfestigkeit	[N/mm^2]
FP	Fahrbahnplatte	
h	Höhe	[mm]
I	Innen	
KB	Konstruktionsbeton	
KK	Konsolkopf	
... - Lx	Bewehrungslage x	
LP	Luftporengehalt	[Vol.-%]
LR	Längsriss	
M	Masse, Mitte	[kg]
n	Gesamtporosität	[Vol.-%]
n*	Kapillarporosität	[Vol.-%]
NR	Normalriss	
OK	Oberkant	
P	Platte	
QR	Querriss	
QT	Querträger	
ρ_{R105}	Trockenrohdichte	[kg/m^3]
ρ_w	Dichte des Wassers	[kg/m^3]
r	Korrelationskoeffizient	
rel. LF.	relative Luftfeuchtigkeit	[%]
S	Sättigungsgrad, Wirksumme	[%]
t	Zeit	[Tage, Jahre]

t_N	Narbentiefe	[mm]
t_{NR}	Narbentiefe im Riss	[mm]
T	Temperatur	[°C]
UB	Ueberbeton, Betonbelag	
U_E	Gehalt an füllbaren Poren	[Vol.-%]
UKP	Untere Kastenplatte	
U_{50}	Gelporengehalt	[Vol.-%]
V	Volumen	[m^3]
w	Rissbreite	[mm]
W	Wassergehalt im Frischbeton	[kg/m^3]
WL	Widerlager	
WTR	Wasserführender Trennriss	
W/Z	W/Z-Wert	
y	Karbonatisierungstiefe	[mm]
y_R	Karbonatisierungstiefe im Riss	[mm]
y_{RF}	Karbonatisierungstiefe in der Rissflanke auf Bewehrungshöhe	[mm]
Z	Zementgehalt	[kg/m^3]
... - x	Tiefenstufe x	

9.3. LITERATURVERZEICHNIS

[1] Betonkalender, Ausgabe 1990. Kapitel F: Instandhaltung von Betonbauwerken.

[2] Bundesanstalt für Strassenwesen: Karbonatisierungstiefen und Chloridgehalte in Massivbrücken. Bergisch Gladbach, 1985.

[3] Bundesanstalt für Strassenwesen: Schutzwirkung des Brückenbetons gegen Bewehrungskorrosion, insbesondere bei Tausalzeinwirkung, Sachstandsbericht. Bergisch Gladbach, 1988.

[4] EMPA: Porosität des Betons, EMPA-Bericht Nr. 10'747/1, Dübendorf, 1979.

[5] EMPA: Porosität des Betons, EMPA-Bericht Nr. 10'747/2, Dübendorf, 1984.

[6] EMPA: Prüfung der Wasserleitfähigkeit, der Frostbeständigkeit und der Frost-Tausalz-Beständigkeit, Dübendorf, 1989.

[7] Gertis, K., u.a.: Hygrische Transportphänomene in Baustoffen. DAfStb., Heft 258, Berlin, 1976.

[8] Hensel, W.: Chemische Reaktion von Atmosphärilien mit zementgebundenen Baustoffen. Betonwerk + Fertigteiltechnik, Heft 11, 1985.

[9] Hilsdorf, H.K.: Carbonation, Pore Structure and Durability. RILEM Seminar, Hannover, 1984.

[10] Hoshino, M.: Difference of the W/C Ratio, Porosity and microscopical Aspect between the upper boundary Paste and the lower boundary Paste of the Aggregate in Concrete. Materials and Structures, 21, 1988.

[11] IABSE Symposium Lissabon: Dauerhaftigkeit von Bauwerken, 1989.

[12] Jungwirth, D., Beyer, E., Grübel, P.: Dauerhafte Betonbauwerke, Substanzerhaltung und Schadensvermeidung in Forschung und Praxis. Beton-Verlag, Düsseldorf, 1986.

[13] Lyubimova, T.Yu., Pinus, E.R.: Crystallisation Structure in the Contact Zone between Aggregate and Cement in Concrete. Kolloidnyi Zhurnal, Vol. 24, No. 5, 1962 (Russisch).

[14] Käser, M., Menn, C.: Dauerhaftigkeit von Stahlbetontragwerken - Auswirkung der Rissbildung. Bericht Nr. 160, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 1988.

[15] Koelliker, E.: Die Karbonatisierung von Stahlbeton - ein Ueberblick. Beton- und Stahlbetonbau 85 (1990), Heft 6, Berlin, 1990.

[16] Mindness, S., Young, J.F.: Concrete. Prentice Hall Inc., 1984.

[17] Neubert, B., Nürnberger, U.: Beurteilung des dynamischen Tragverhaltens von Spannstählen in Abhängigkeit vom Rostgrad. Bericht der FMPA Baden-Württemberg Nr. 6-13675, Januar 1983.

[18] Nürnberger , U.: Korrosion und Korrosionsschutz der Bewehrung im Massivbau, neuere Forschungsergebnisse, Folgerungen für die Praxis, Hinweise für das Regelwerk. DAfStb., Heft 405, Berlin, 1990.

[19] Powers, T.C.: The physical Structure and engineering Properties of Concrete. Portland Cement Association, Bulletin No. 90, 1958.

[20] Rechberger, P.: Elektrochemische Modellversuche zur Frage der chloridinduzierten Betonstahlkorrosion. Zement-Kalk-Gips, Heft 10, 1983.

[21] Rehm, G., u.a.: Einfluss von Betongüte, Wasserhaushalt und Zeit auf das Eindringen von Chloriden in Beton. DAfStb., Heft 390, Berlin, 1988.

[22] Rehm, G., u.a.: Chloridkorrosion von Stahl in gerissenem Beton. DAfStb., Heft 390, Berlin, 1988.

[23] Rehm, G., u.a.: Technische Möglichkeiten zur Erhöhung der Zugfestigkeit von Beton. DAfStb., Heft 283, Berlin, 1977.

[24] Richartz: Die Bindung von Chlorid bei der Zementhärtung. Zement-Kalk-Gips, Heft 10, 1969.

[25] Rose, D.A.: Water Movement in unsaturated porous Materials. Rilem Bulletin No. 29, 1965.

[26] Ruettgers, A., Vidal, E.N., Wing, S.P.: An Investigation of the Permeability of Mass Concrete with particular Reference to Boulder Dam. Journal of the American Concrete Institute, Proceedings, Vol. 31, Detroit, 1935.

[27] Schiessl, P.: Zur Frage der zulässigen Rissbreite und der erforderlichen Betondeckung im Stahlbetonbau unter besonderer Berücksichtigung der Karbonatisierung des Betons. DAfStb., Heft 255, Berlin, 1976.

[28] Schiessl, P.: Einfluss von Rissen auf die Dauerhaftigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen. DAfStb., Heft 370, Berlin, 1986.

[29] SIA Dokumentation D98: Korrosion von Stählen im Bauwesen. Zürich, 1985.

[30] SIA Dokumentation D020: Korrosion und Korrosionsschutz. Zerstörungsfreie Prüfung an Stahlbetonbauwerken. Zürich, 1988.

[31] SIA Dokumentation D021: Korrosion und Korrosionsschutz. Schutz- und Sanierungsmethoden von Stahlbetonbauwerken. Zürich, 1988.

[32] SIA Dokumentation D030: Korrosion und Korrosionsschutz. Einsatz von "nichtrostenden" Stählen im Bauwesen. Zürich, 1988.

[33] SIA Dokumentation D031: Korrosion und Korrosionsschutz. Anker und Spannstähle. Zürich, 1988.

[34] SIA Norm 162: Betonbauten, 1989.

[35] SIA Norm 162/1: Betonbauten, Materialprüfung, 1989.

[36] SIA Norm 162/2: Bestimmung des Chloridgehaltes im Beton, Empfehlung, 1990.

[37] SIA Norm 162/3: Bestimmung der Karbonatisierungstiefe im Beton, Empfehlung, 1990.

[38] SIA Merkblatt 2002: Inspektion und Instandsetzung von Bauteilen aus Beton, 1990.

[39] SIA Norm 169: Erhaltung von Ingenieurbauwerken, Empfehlung, 1987.

[40] Studer, W.: Determination of Concrete Quality by means of small Diameter Cores. Re-evaluation of Concrete Structures, International Symposium, Danish Concrete Institute, 1989.

[41] Studer, W.: Die nachträgliche Bestimmung des Zementgehaltes im Beton. Schweizerische Bauzeitung, Heft 43, 1978.

[42] TFB: Voraussage der Betonfestigkeit. Cementbulletin, Juli 1974.

[43] Verein der österreichischen Zementfabrikanten: Chloridkorrosion, Heft 36, internationales Kolloquium, Wien, 1983.

[44] Wierig, H.J.: Longtime Studies on the Carbonation of Concrete under normal outdoor Exposure. RILEM Seminar, Hannover, 1984.

[45] Wittmann, F.H.: Bestimmung physikalischer Eigenschaften des Zementsteins. DAfStb., Heft 232, Berlin,1974.

[46] Wittmann, F.H.: Grundlagen eines Modells zur Beschreibung charakteristischer Eigenschaften des Betons. DAfStb., Heft 290, Berlin, 1977.

[47] Wittmann, F.H.: Dauerhaftigkeit und Instandsetzung von Stahlbetonbauteilen. Vorlesung, Okt.1990, ETH Zürich.

[48] Wolfseher U., Gertis K.: Isothermer Gastransport in porösen Stoffen aus gaskinetischer Sicht. DAfStb., Heft 258, Berlin, 1976.

[49] Zement- und Betoninstitut, Stockholm: Feuchtigkeit im Beton, Stockholm, 1976.