

2864-PP2 6

INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ
MATERIALPRÜFANSTALT FÜR DAS BAUWESEN

iBMB *MIPA*
TU BRAUNSCHWEIG

Adaptive Modellierung der Dauerhaftigkeit im Zuge der Überwachung von Betonbauwerken

von

Stephan Bruder

Heft 196

BRAUNSCHWEIG

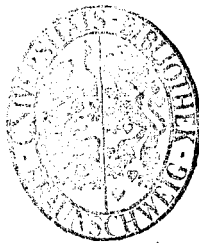
2007

ISBN 978-3-89288-178-0

ISSN 1439-3875

Von der Fakultät Architektur, Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig zur Erlangung des Grades eines Dr.-Ingenieurs (Dr.-Ing.) genehmigte Dissertation

Eingereicht am: 18.10.2006
Mündliche Prüfung am: 13.12.2006
1. Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. H. Budelmann
2. Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. L. Franke



Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek

Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über <http://dnb.d-nb.de> abrufbar.

Bibliographic information published by the Deutsche Nationalbibliothek

The Deutsche Nationalbibliothek lists this publication in the Deutsche Nationalbibliografie; detailed bibliographic data are available in the Internet at <http://dnb.d-nb.de>.

Information bibliographique de la Deutsche Nationalbibliothek

La Deutsche Nationalbibliothek a répertorié cette publication dans la Deutsche Nationalbibliografie; les données bibliographiques détaillées peuvent être consultées sur Internet à l'adresse <http://dnb.d-nb.de>.

Inhaltsverzeichnis

Abbildungsverzeichnis	VIII
Tabellenverzeichnis.....	XV
Symbolverzeichnis.....	XVI
Griechische Buchstaben	XVI
Lateinische Buchstaben.....	XVI
Abkürzungsverzeichnis.....	XX
1. Einführung	1
1.1. Problemstellung und Zielsetzung.....	1
1.2. Gliederung der Arbeit.....	2
2. Grundlagen.....	5
2.1. Prognosemodelle für die Dauerhaftigkeit von Betonbauwerken	5
2.1.1. Schädigungsprozess Karbonatisierung.....	5
2.1.2. Schädigungsprozess lösender Angriff.....	7
2.1.3. Schädigungsprozess treibender Angriff	9
2.1.4. Schädigungsprozess Chlorid – initiierte Bewehrungsstahlkorrosion... 11	
2.2. Prognoserechnungen mit „Transport-Reaktions-Modellen“	13
2.2.1. Kurzbeschreibung des Programmsystems TRANSREAC.....	13
2.3. Transportprozesse in porösen mineralischen Baustoffen.....	16
2.3.1. Wärmetransport.....	16
2.3.2. Feuchtetransport.....	18
2.3.3. Stofftransport gelöster Teilchen und Ionen im Lösungsmittel.....	25
2.3.4. Gastransport	28
2.3.5. Selbstabdichtung von Beton.....	31
2.4. Sensoren für die Gewinnung von Betonzustandsparametern.....	33
2.4.1. Eignungsvoraussetzung für Sensoren.....	33
2.4.2. Makroelement-Korrosionssensoren.....	34
2.4.3. Leitfähigkeitssensoren.....	36
2.4.4. Mikrowellensensoren	38
2.4.5. Ionensensitive Sensoren	39
2.4.6. Faseroptische Sensoren	41
2.4.7. Allgemeines zur Messtechnik	42

3. Ermittlung adaptiver Eingangsparameter	45
3.1. Verwendete Versuchsbauwerke	45
3.2. Aufzeichnung des Mikroklimas	48
3.3. Automatische Gewinnung der adaptiven Eingangsdaten	48
3.3.1. Einsatz und Messergebnisse der Multiringelektroden (MRE)	49
3.3.2. Einsatz und Messergebnisse der Anodenleitern	53
3.3.3. Diskussion der gewonnenen Messergebnisse	55
3.3.4. Einsatz weiterer Sensoren	57
3.3.5. Verfahren zur Überwachung der Gaspermeabilität	57
3.3.6. Generelle Untersuchungen zum Sensoreinbau	59
3.3.7. Bedeutung der Untersuchungen für den Sensoreinbau	66
3.4. Manuelle Gewinnung von Betonzustandsparametern	67
3.4.1. Probenentnahme und Untersuchungsmethoden	68
3.4.2. Messergebnisse an entnommenen Probenmaterialien	71
3.4.3. Diskussion der Messergebnisse	76
3.5. Zusammenfassung	77
4. Untersuchung zur Selbstabdichtung von Betonbauteilen	79
4.1. Versuchsreihe zur Klärung des Selbstabdichtungseffekts im Beton	80
4.1.1. Versuch 1 - Nachweis einer Selbstabdichtung durch Umlagerungseffekte	80
4.1.2. Versuch 2 - Veränderung der oberflächennahen Gaspermeabilität infolge einer zyklischen Beaufschlagung	82
4.1.3. Versuch 3 - Wassereindringen an Betonzyindern mit dem System Atmoperm	100
4.1.4. Zusammenfassung und Interpretation der Ergebnisse	106
4.2. Diskussion der Ergebnisse	109
4.3. Berechnung des Permeabilitätskoeffizienten	116
4.4. Zusammenfassung Kapitel 4	119
5. Adaptive Modellierung der Dauerhaftigkeit von Betonbauteilen mit TRANSREAC	121
5.1. Prinzip der adaptiven Simulationsberechnung	121
5.2. Ergänzungen am Programmsystem TRANSREAC für die adaptive Simulationsberechnung	123
5.2.1. Adaptiver Eingangsdatensatz	123
5.2.2. Berechnung der adaptiven Faktoren	126
5.2.3. Programmergänzungen für realitätsnahe Prognoseberechnungen	127

5.3. Beispielrechnungen	128
5.3.1. Berechnungsgrundlage	128
5.3.2. Datengrundlage für die durchgeführten Berechnungen.....	128
5.3.3. Aufbereitung der Klimadaten.....	129
5.3.4. Beispielhafte adaptive Berechnungen zur Dauerhaftigkeit von Betonbauwerken unter chemischem Angriff.....	130
5.4. Zusammenfassung Kapitel 5.....	164
6. Zusammenfassung und Ausblick	165
A. Anhang.....	A-1
A.1. Tabellenanhang	A-1
A.2. Abbildungsanhang.....	A-13
A.2.1. Wassereindringverhalten bei Versuchskörpern mit vor der Betonage eingebrachter Materialien.....	A-13
A.2.2. Wassereindringverhalten bei Versuchskörpern mit Bohrhammerbohrung	A-18
A.2.3. Einfluss der Wasserlagerung auf den Gasaustausch.....	A-19
A.3. Ergänzende Informationen.....	A-28
A.3.1. Exkursion Farbstoff Eosin.....	A-28
A.3.2. Kalibrierung des Messsystems „Atmperm“	A-29

Abbildungsverzeichnis

Abb. 2-1:	Funktionsschema von TRANSREAC.....	14
Abb. 2-2:	Aus der Oberflächenspannung einer Flüssigkeit im Kontakt mit einem Festkörper resultierender Benetzungswinkel θ	19
Abb. 2-3:	Kapillardepession und Kapillaraszension in Abhängigkeit des Benetzungswinkels θ	19
Abb. 2-4:	Hysterese zwischen Adsorption und Desorption bei Veränderung der Feuchte.....	21
Abb. 2-5:	Zusammenhänge der multimolekularen Adsorption nach <i>Espinosa</i> [18].....	22
Abb. 2-6:	Feuchtigkeits-Transportprozesse bei unterschiedlich dicker multimolekularer Belegung des Adsorbens.....	23
Abb. 2-7:	Grenzradien der Kapillarkondensation gemäß Kelvingleichung.....	24
Abb. 2-8:	Feuchtespeicherfunktion [18].....	25
Abb. 2-9:	Schematischer Versuchsaufbau zur Messung der Sauerstoffdiffusion [21].....	29
Abb. 2-10:	Funktionsskizze des Messgeräts zur Ermittlung der Gaspermeabilität [25].....	30
Abb. 2-11:	Versuchseinrichtung zur Bestimmung der Permeation [63].....	31
Abb. 2-12:	Wassergehalte einer einseitig bewitterten Probe [33].....	32
Abb. 2-13:	Korrosionselement / Galvanisches Element.....	34
Abb. 2-14:	Schematischer Aufbau eines Anodenleiter-Sensor [71].....	35
Abb. 2-15:	Schematischer Aufbau einer Multiringelektrode [71].....	37
Abb. 2-16:	Funktionsprinzip Mikrowellensensor [35].....	38
Abb. 2-17:	Aufbau eines kombinierten Chlorid- und Widerstandssensors [69].....	40
Abb. 2-18:	Aufbau eines faseroptischen Elementarsensors [79].....	41
Abb. 2-19:	Beispielhafter Aufbau einer Messkette [17].....	43
Abb. 3-1:	Typ „Hohes C“ [10] - Konstuktion, Abmessungen und statisches System der Versuchsbauwerke.....	46
Abb. 3-2:	Örtliche Situation der Versuchsbauwerke.....	47
Abb. 3-3:	Im VB 1 mit der Multiringelektrode gemessene Impedanzen im Essigsäurefeld.....	49
Abb. 3-4:	Wasseraufnahmetest nach Karsten: Die links im Bild gezeigte Testvorrichtung wurde zentrisch über der MRE angebracht, rechts die zum Vergleich auf der freien Betonfläche installierte Testvorrichtung... 50	
Abb. 3-5:	Aufgenommene Wassermenge beim Wasseraufnahmeversuch nach Karsten (frei bewitterte Betonoberfläche).....	51

Abb. 3-6:	Prüfeinrichtung zur Messung der Wassereindringtiefe nach <i>DIN EN 12390-8</i> [58].	52
Abb. 3-7:	Wassereindringprofil und Farbverteilung im Bereich der MRE nach Druckwasserbeaufschlagung analog der <i>DIN EN 12390-8</i> [58].	52
Abb. 3-8:	Wassereindringprofil und Farbverteilung im Bereich der MRE nach druckfreier Wasserbeaufschlagung.	53
Abb. 3-9:	Korrosionserkennung im <i>NaCl</i> -Feld des VB 1 durch Spannungsmessung zwischen Anode und Kathode der Anodenleiter (siehe Tab. A-2).	55
Abb. 3-10:	Verfahren der Onlineüberwachung der Gaspermeabilität.	58
Abb. 3-11:	Dreidimensionale Würfelschalung mit zentrisch eingebautem Fremdmaterial (mittiger Schnitt).	60
Abb. 3-12:	Wassereindringfront/Farbverteilung in einem Versuchskörper mit Bewehrungsstahl nach dreitägiger Wasserbeaufschlagung mit 0,5 MPa.	61
Abb. 3-13:	Karbonatisierter Kabelkanal	61
Abb. 3-14:	Wassereindringtiefe nach Bohrhammerbohrung an 14 Tage alten Prüfwürfeln mit einer 28 Tage-Festigkeit von 44 N/mm ² (a), 39 N/mm ² (b) und 34 N/mm ² (c).	63
Abb. 3-15:	Verfärbungsbild der mit Eosinlösung beaufschlagten Bohrung/Betonoberfläche.	64
Abb. 3-16:	Funktionsprinzip des XRD-Messverfahrens [19].	69
Abb. 3-17:	Gemessene Korrosionstiefe am VB 1 bei Beaufschlagung mit essigsaurer Pufferlösung.	72
Abb. 3-18:	Gemessene Korrosionstiefe am VB 2 bei Beaufschlagung mit essigsaurer Pufferlösung.	73
Abb. 3-19:	Gemessene Korrosionstiefe am VB 3 bei Beaufschlagung mit essigsaurer Pufferlösung.	73
Abb. 3-20:	Am VB 1 mittels Bohrmehlentnahme und RFA-/chemischer Analyse gemessene Chloridprofile.	75
Abb. 3-21:	Am VB 2 mittels Bohrmehlentnahme und RFA-/chemischer Analyse gemessene Chloridprofile.	75
Abb. 3-22:	Am VB 3 mittels Bohrmehlentnahme und RFA-/chemischer Analyse gemessene Chloridprofile.	76
Abb. 4-1:	Beaufschlagungszyklus der Mörtelzylinder (Versuch 1).	81
Abb. 4-2:	Versuchskörper mit installierter Messtechnik System „Atmoperm“.	83
Abb. 4-3:	Wasseraufnahme der Versuchskörperserie VK_050.	86
Abb. 4-4:	Wasseraufnahme der Versuchskörperserie VK_055.	86
Abb. 4-5:	Wasseraufnahme der Versuchskörperserie VK_060.	87
Abb. 4-6:	Gewichtsveränderung der Versuchskörperserie VK_050 in Bezug zum Ausgangsgewicht.	88

Abb. 4-7:	Gewichtsveränderung der Versuchskörperserie VK_055 in Bezug zum Ausgangsgewicht.....	88
Abb. 4-8:	Gewichtsveränderung der Versuchskörperserie VK_060 in Bezug zum Ausgangsgewicht.....	89
Abb. 4-9:	Gasdruckentwicklung in den Versuchskörpern der Serie VK_050 infolge der 3. Wasserbeaufschlagung.....	90
Abb. 4-10:	Gasdruckentwicklung in den Versuchskörpern der Serie VK_050 infolge der letzten Wasserbeaufschlagung.....	90
Abb. 4-11:	Gasdruckentwicklung in den Versuchskörpern der Serie VK_050 infolge Temperaturveränderung im 3. Heizzyklus.....	91
Abb. 4-12:	Gasdruckentwicklung in den Versuchskörpern der Serie VK_050 infolge Temperaturveränderung im letzten Heizzyklus.....	91
Abb. 4-13:	Gasdruckentwicklung in den Versuchskörpern der Serie VK_055 infolge der 3. Wasserbeaufschlagung.....	92
Abb. 4-14:	Gasdruckentwicklung in den Versuchskörpern der Serie VK_055 infolge der letzten Wasserbeaufschlagung.....	92
Abb. 4-15:	Gasdruckentwicklung in den Versuchskörpern der Serie VK_055 infolge Temperaturveränderung im 3. Heizzyklus.....	93
Abb. 4-16:	Gasdruckentwicklung in den Versuchskörpern der Serie VK_055 infolge Temperaturveränderung im letzten Heizzyklus.....	93
Abb. 4-17:	Gasdruckentwicklung in den Versuchskörpern der Serie VK_060 infolge 3. Wasserbeaufschlagung.....	94
Abb. 4-18:	Gasdruckentwicklung in den Versuchskörpern der Serie VK_060 infolge der letzten Wasserbeaufschlagung.....	94
Abb. 4-19:	Wassereindringtiefe und Farbgenze des huckepack transportierten Eosins nach Wasserbeaufschlagung unter 0,50MPa beim VK_055-7....	96
Abb. 4-20:	Schematischer Aufbau des Abschlussversuchs.....	97
Abb. 4-21:	Gemessene Luftdrücke in den Versuchskörpern der Serie VK_050 über einen Versuchszeitraum von 21 Tagen.....	97
Abb. 4-22:	Gemessene Luftdrücke in den Versuchskörpern der Serie VK_050 im Zeitraum einer Beaufschlagung (Detail).....	98
Abb. 4-23:	MIP Porenradienverteilung in Bezug zur Porosität.....	99
Abb. 4-24:	Schematischer Aufbau des Versuchs 3 und Lage der Sensoren (Kanal) an den Betonzylindern.....	101
Abb. 4-25:	Gemessene Luftdrücke in den Betonzylindern der Serie BZ_050 über 1. Teil des Versuchszeitraums von 75 Tagen.....	102
Abb. 4-26:	Gemessene Luftdrücke im BZ_050 über 2. Teil des Versuchszeitraums von 75 Tagen.....	103
Abb. 4-27:	Gemessene Luftdrücke im BZ_050 während des Temperaturzyklus im Versuchszeitraum vom 37. bis 44. Tag (Detail aus Abb. 4-26).....	104

Abb. 4-28: Gemessene Luftdrücke im BZ_050 über 3. Teil des Versuchszeitraums von 75 Tagen.....	105
Abb. 4-29: Vorhandene Modelle zur Klärung des Selbstabdichtungseffekts.....	110
Abb. 4-30: Erweitertes Porenmodell zur Klärung des Selbstabdichtungseffekts. ...	112
Abb. 4-31: Selbstabdichtung durch Umlagerungseffekte bei mehrfachen Feuchte- und Trocknungszyklen.	114
Abb. 4-32: Berechnungsschema für die Bestimmung des Permeabilitätskoeffizienten K	116
Abb. 4-33: Vergleich des gemessenen und des berechneten Luftdruckverlaufs im BZ_050-2 über einen Zeitraum von 14 Tagen.....	118
Abb. 5-1: Prinzip der adaptiven Simulation anhand von Vergleichereignissen...	123
Abb. 5-2: Zusammenhang zwischen den am Bauteil entnommenen Messdaten und den Simulationsergebnissen für die adaptive Anpassung durch Vergleichereignisse.....	131
Abb. 5-3: Berechnung der Karbonatisierungstiefe der „Bunte-Wände“ [11].....	134
Abb. 5-4: Prognoseberechnung für die Karbonatisierungstiefe der „Bunte-Wände“ [11] über einen Zeitraum von 75 Jahren.....	134
Abb. 5-5: Berechnete Karbonatisierungstiefe des frei bewitterten Bereiches am VB 1.	135
Abb. 5-6: Prognoseberechnung für die Karbonatisierungstiefe des frei bewitterten Bereiches des VB 1 über einen Zeitraum von 75 Jahren....	136
Abb. 5-7: Entwicklung der Phasenveränderung infolge der Diffusion von CO_2 in das 1. Volumenelement.	136
Abb. 5-8: Berechnete Karbonatisierungstiefe infolge des in das Bauteil eindiffundierenden CO_2 bei einem Angriff durch kalklösende Kohlensäure (164 g/l).....	139
Abb. 5-9: Prognoseberechnung für die Betonabtragstiefe infolge lösenden Angriffs durch Beaufschlagung mit kalklösende Kohlensäure (164 g/l) über einen Zeitraum von 75 Jahren.....	139
Abb. 5-10: Entwicklung der Phasenveränderungen infolge der in das Volumenelement VE 2 transportierten Kohlensäurespezies (Beaufschlagungslösung: Wasser mit kalklösender Kohlensäure).....	140
Abb. 5-11: Transportierte Stoffmengen der Spezies H_2CO_3 und HCO_3 in das Volumenelement VE 2.	141
Abb. 5-12: Veränderung der berechneten Porosität und der Materialfestigkeit infolge der in das Volumenelement 2 transportierten Kohlesäurespezies.....	142
Abb. 5-13: Simulationsberechnung der Betonkorrosion infolge der Beaufschlagung mit essigsaurer Pufferlösung.	144
Abb. 5-14: Prognose der Betonabtragstiefe infolge der Beaufschlagung mit essigsaurer Pufferlösung.....	144

Abb. 5-15: Entwicklung der Phasenveränderung infolge der in das Volumenelement VE 2 transportierten essigsaurer Pufferlösung.	145
Abb. 5-16: Transport der Spezies CH_3OOH (gelöst) in das Volumenelement VE 2.....	146
Abb. 5-17: Veränderung der Materialparameter infolge der Beaufschlagung mit essigsaurer Pufferlösung im Volumenelement VE 2.....	146
Abb. 5-18: Simulationsberechnung für die Verdopplung des Ettringitgehalts bezogen auf den Ausgangsettringitgehalt durch die Beaufschlagung mit Natriumsulfatlösung. Das Vergleichsereignis für den adaptiven Eingriff ist die gemessene Verdopplung des Ettringitgehalts.	148
Abb. 5-19: Prognose für die Überschreitung der durch Beaufschlagung mit Natriumsulfatlösung hervorgerufenen Dehnung infolge der Bildung von Ettringit (worst case scenario).....	149
Abb. 5-20: Entwicklung der Phasenveränderung im ersten Volumenelement (VE 1) infolge der Beaufschlagung mit Natriumsulfatlösung.	150
Abb. 5-21: In das Volumenelement VE 1 transportierte Stoffmenge Sulfationen SO_4^{2-}	150
Abb. 5-22: Veränderungen der Materialparameter infolge Beaufschlagung mit Natriumsulfatlösung.....	151
Abb. 5-23: Simulationsberechnung der Betonkorrosion durch Beaufschlagung mit Ammoniumnitratlösung. Das Vergleichsereignis ist die gemessene Tiefe nicht nachzuweisenden Monokarbonatgehalts.....	152
Abb. 5-24: Prognose der resultierenden Betonabtragstiefe infolge der Beaufschlagung mit Ammoniumnitratlösung.	153
Abb. 5-25: Entwicklung der Phasenveränderung im ersten Volumenelement (VE 1) infolge Beaufschlagung mit Ammoniumnitratlösung.....	154
Abb. 5-26: In das Volumenelement transportierte Stoffmenge der Spezies NH_3 und NH_4^+	154
Abb. 5-27: Veränderung der Materialparameter bei Beaufschlagung mit Ammoniumnitratlösung.....	155
Abb. 5-28: Simulationsberechnung der Schädigungstiefe (kritischer Chloridgehalt nach dem Richartz-Kriterium mit 0,4 M.-% Chlorid bezogen auf den Zementgehalt) bei Beaufschlagung mit gesättigter $NaCl$ -Lösung. Für die adaptiven Vergleichsereignisse wurden die Messergebnisse der Anodenleiter verwendet.....	157
Abb. 5-29: Prognose der Schädigungstiefe infolge der Beaufschlagung mit gesättigter $NaCl$ -Lösung.....	158
Abb. 5-30: Entwicklung der Phasenveränderung infolge der Beaufschlagung mit gesättigter $NaCl$ -Lösung.....	158
Abb. 5-31: In das Volumenelement transportierte Stoffmenge der Spezies Cl^-	159

Abb. 5-32: Anteilig berechnete Chloridgehalte sowie Gesamtchloridgehalt bezogen auf den Zementgehalt in Abhängigkeit der Zeit unter Verwendung des Datensatzes vom VB 1.....	160
Abb. 5-33: Schematische Darstellung der Ausbildung von Stufenprofilen bei der Simulationsberechnung mit TRANSREAC ohne Berücksichtigung der chemischen Kinetik infolge der Beaufschlagung / des Transports einer reaktiven Spezies am Beispiel eines Chloridtransportes.	162
Abb. 5-34: Berechnete Stufenausbildung am Beispiel der Entwicklung des Friedelschen Salzes in den diskreten Volumenelementen. Das Chlorid der Beaufschlagungslösung gelangt erst in das nachfolgende Volumenelement (z.B. von VE 6 in VE 7), wenn die Bildung des Friedelschen Salzes abgeschlossen ist.	162
Abb. A-1: Wassereindringfront/Farbverteilung in einem Versuchskörper mit glasfaserverstärktem Kunststoff-Bewehrungsstab.	A-13
Abb. A-2: Wassereindringfront/Farbverteilung in einem Versuchskörper mit Bewehrungsstab aus Edelstahl A4/Bst 500 NR.	A-13
Abb. A-3: Wassereindringfront/Farbverteilung in einem Versuchskörper mit Kunststoffzylinder.	A-14
Abb. A-4: Wassereindringfront/Farbverteilung in einem Versuchskörper mit Feldstein aus Quarzgestein.	A-14
Abb. A-5: Wassereindringfront/Farbverteilung in einem Versuchskörper mit Kabel aus PVC.	A-15
Abb. A-6: Wassereindringfront/Farbverteilung in einem Versuchskörper mit Abstandhalter aus Fasermörtel.....	A-15
Abb. A-7: Wassereindringfront/Farbverteilung in einem Versuchskörper mit Mörtelkörper mit hohem Flugascheanteil.	A-16
Abb. A-8: Wassereindringfront/Farbverteilung in einem Versuchskörper mit Bohrkern (gleiche Betonrezeptur, $\varnothing = 3\text{ cm}$, $l = 10\text{ cm}$).	A-16
Abb. A-9: Wassereindringfront/Farbverteilung in einem Versuchskörper mit Bohrkern (gleiche Betonrezeptur, $\varnothing = 8\text{ cm}$, $l = 10\text{ cm}$).	A-17
Abb. A-10: Wassereindringfront/Farbverteilung bei einer nicht präparierter Wasserplatte (Vergleichskörper)	A-17
Abb. A-11: Wassereindringtiefe nach Bohrhammerbohrung an 54 Tage alter Prüfplatten mit einer 28 Tage-Festigkeit von 44 N/mm^2	A-18
Abb. A-12: Wassereindringtiefe nach Bohrhammerbohrung an 54 Tage alter Prüfplatten mit einer 28 Tage-Festigkeit von 39 N/mm^2	A-18
Abb. A-13: Wassereindringtiefe nach Bohrhammerbohrung an 54 Tage alter Prüfplatten mit einer 28 Tage-Festigkeit von 34 N/mm^2	A-18
Abb. A-14: Gemessene Luftdrücke in den Versuchskörpern der Serie VK_055 über einen Versuchszeitraum von 21 Tagen.	A-19

Abb. A-15: Gemessene Luftdrücke in den Versuchskörpern der Serie VK_055 im Zeitraum einer Beaufschlagung (Detail).....	A-19
Abb. A-16: Gemessene Luftdrücke in den Versuchskörpern der Serie VK_060 über einen Versuchszeitraum von 21 Tagen.	A-20
Abb. A-17: Gemessene Luftdrücke in den Versuchskörpern der Serie VK_060 im Zeitraum einer Beaufschlagung (Detail).....	A-20
Abb. A-18: Gemessene Luftdrücke in den Betonzylindern der Serie BZ_055 über 1. Teil des Versuchszeitraumes von 75 Tagen.	A-21
Abb. A-19: Gemessene Luftdrücke in den Betonzylindern der Serie BZ_055 über 2. Teil des Versuchszeitraumes von 75 Tagen.	A-21
Abb. A-20: Gemessene Luftdrücke in den Betonzylindern der Serie BZ_055 über 3. Teil des Versuchszeitraumes von 75 Tagen.	A-22
Abb. A-21: Gemessene Luftdrücke in den Betonzylindern der Serie BZ_060 über 1. Teil des Versuchszeitraumes von 75 Tagen.	A-22
Abb. A-22: Gemessene Luftdrücke in den Betonzylindern der Serie BZ_060 über 2. Teil des Versuchszeitraumes von 75 Tagen.	A-23
Abb. A-23: Gemessene Luftdrücke in den Betonzylindern der Serie BZ_060 während des Temperaturzyklus im Versuchszeitraum vom 37. bis 44. Tag (Detail aus Abb. 4-22).	A-23
Abb. A-24: Gemessene Luftdrücke in den Betonzylindern der Serie BZ_060 über 3. Teil des Versuchszeitraumes von 75 Tagen.	A-24
Abb. A-25: Gemessene Luftdrücke im BZ_055-3 über 1. Teil des Versuchszeitraumes von 75 Tagen.	A-24
Abb. A-26: Gemessene Luftdrücke im BZ_055-3 über 2. Teil des Versuchszeitraumes von 75 Tagen.	A-25
Abb. A-27: Gemessene Luftdrücke im BZ_055-3 über 3. Teil des Versuchszeitraumes von 75 Tagen.	A-25
Abb. A-28: Vergleich des gemessenen und des berechneten Luftdruckverlaufs im BZ_050-2 über einen Zeitraum von 7 Tagen.	A-26
Abb. A-29: Einfluss des Permeabilitätskoeffizienten K auf die Berechnung des Luftdruckes am Beispiel des BZ_050-2 K5.	A-26
Abb. A-30: Analyseergebnisse der XRD von tiefengestaffelten Materialproben aus dem Ammoniumnitratfeld des VB 2.	A-27
Abb. A-31: Analyseergebnisse der XRD von tiefengestaffelten Materialproben aus dem Ammoniumnitratfeld des VB 2.	A-27
Abb. A-32: Kalibrierung maximum.	A-30
Abb. A-33: Kalibrierung minimum.	A-31

Tabellenverzeichnis

Tab. 2-1:	Beispiele für Festkörpermembran-ISE	40
Tab. 4-1:	Wassereindringtiefe der verwendeten Betone.....	85
Tab. A-1:	Datenübersicht der Versuchsbauwerke Typ „Hohes C“	A-1
Tab. A-2:	Übersicht über die sensorisch erfassten Messergebnisse der Versuchsbauwerke.....	A-3
Tab. A-3:	Die wichtigsten Daten zu den Versuchskörpern für Beanspruchung durch kalklösende Kohlensäure	A-4
Tab. A-4:	VB 1: Übersicht der analytisch gewonnenen Messergebnisse.....	A-5
Tab. A-5:	VB 2: Übersicht der analytisch gewonnenen Messergebnisse.....	A-6
Tab. A-6:	VB 3: Übersicht der analytisch gewonnenen Messergebnisse.....	A-7
Tab. A-7:	Betonrezepturen der in den Versuchen im Kap. 3.3.6 und Kap. 4.1.3 verwendeten Versuchskörper.....	A-8
Tab. A-8:	Physikalische Materialparameter der Versuchsbauwerke für die Simulationsrechnungen	A-9
Tab. A-9:	Für die Simulation verwendete Phasen.....	A-10
Tab. A-10:	Sorptionsisotherme der Betone.....	A-12
Tab. A-11:	Versuchskörperdaten für die Beanspruchung durch kalklösende Kohlensäure.....	A-12
Tab. A-12:	Phasenzusammensetzung des verwendeten CEM I 32,5 R gemäß Herstellerangaben	A-12

Symbolverzeichnis

Griechische Buchstaben

Δc	CO_2 -Konzentrationsgefälle
Δn	transportierte Stoffmenge
Δp	Differenzdruck
γ	Oberflächenspannung [N/m]
$\gamma_{s,l}$	Grenzflächenspannung
η	Viskosität des strömenden Mediums [Ns/m ²]
$\lambda(w)$	Wärmeleitfähigkeit des feuchten Baustoffes [W/mK]
λ_0	Wärmeleitfähigkeit des trockenen Baustoffes [W/mK]
θ	Benetzungswinkel
ρ_0	spezifischer Beton- und Mörtelwiderstand bei T_0 [Ω m]
ρ_l	Rohdichte der Flüssigkeit [kg/m ³]
ρ_s	Rohdichte des trockenen Baustoffes [kg/m ³]
ρ_T	temperaturkompensierter Beton- und Mörtelwiderstand bei T [Ω m]
v_l^0	Molarvolumen der Flüssigkeit
Φ	Luftfeuchtigkeit

Lateinische Buchstaben

A	Querschnittsfläche des Prüfkörpers [m ²]
a_C	betonspezifische, bindbare CO_2 -Menge
a_F	adaptiver Faktor
$a_{F,TUW}$	adaptiver Faktor tiefenabhängiger Umweg
A_F	Frequenzfaktor
a_i	Ionenaktivität [mol/l] des Ions i
a_I	Parameter
a_{II}	Parameter
a_{III}	Parameter
a_{IV}	Parameter
A_Q	durchströmter Querschnitt [m ²]
b_λ	Wärmeleitfähigkeitszuschlag [M.-%]
b_F	Beschleunigungsfaktor
b_I	Kalibrierungskonstante I für einen Zeitabschnitt
b_{II}	Kalibrierungskonstante II für einen Zeitabschnitt
b_T	Temperaturkoeffizient [K]
B_Z	Bezugszeitraum

c	Stoffkonzentration [mol/m ³]
C	Chloridkonzentration [g/m ³]
c_0	Konzentrationskonstante = 0,0001 [mol/l]
C_{3A}	C ₃ A-Gehalt in Gew.-% bezogen auf den Zementgehalt
c_E	Konstante für die Stärke der Adsorbens-Adsorbat-Wechselwirkung
c_g	Stoffkonzentration gelöster Teilchen [g/m ³]
c_s	spezifische Wärmekapazität [J/kgK]
C_s	Chloridkonzentration an der Oberfläche [mol/l]
D	Diffusionskoeffizient
D_c	Diffusionskoeffizient für CO ₂
$D_{eff,Cl}$	Effektiver Transportkoeffizient für Chlorid
$D_{RCM,0}$	Chloridmigrationskoeffizient [m ² /s]
E	Redoxpotential bzw. gemessenes Potential [V]
E_0	Standardpotential (25°C, 1-molare Lösungen) [V]
E_A	Aktivierungsenergie [kJ/mol]
e_{F1}	Einflussfaktor (Beschleunigung)
e_{F2}	Einflussfaktor (Verzögerung)
erf	Fehlerfunktion [-]
EXP	prozentuale lineare Treibdehnung
F	Faradaykonstante, $F = 9,648 \cdot 10^4$ [J/(Vmol)]
G	Erdbeschleunigung [m/s ²]
G	gelöste Spezies
H	kapillare Steighöhe [m]
H_f	Wärmestrom [W]
H_s	Enthalpie des trockenen Baustoffes [J/m ³]
huc	Huckepacktransport
I	Volumenelement
I	Stromstärke [A]
K	Permeabilitätskoeffizient [m ²]
K_c	Karbonatisierungskoeffizient
k_F	Korrekturfaktor
K_w	Permeabilitätskoeffizient für Flüssigkeiten [m/s]
liq	flüssig
M	relative Molekülmasse
N	Stoffmenge [mol]

n_{ads}	Menge des Adsorbats
n_m	Monoschichtkapazität des Adsorbats
Ox	Oxidation
P	Druck [N/m ²]
P_1	gemessener hoher Luftdruck
P_2	gemessener niedriger Luftdruck
p_a	absoluter Ausgangsdruck [N/m ²]
p_d	Dampfdruck
p_e	absoluter Eingangsdruck [N/m ²]
p_{kal}	kalibrierter Luftdruck [hPa]
p_m	Absolutdruck der Messung bei der Messung von Q
p_{MW}	Messwert des Luftdruck [hPa]
p_{R1}	hoher Referenzluftdruck
p_{R2}	niedriger Referenzluftdruck
p_{sat}	Sättigungsdampfdruck
Q	Volumen des durchströmenden Stoffes [m ³]
\dot{Q}	Volumenstrom [m ³ /s]
\bar{Q}	Durchflussrate des Gases [m ³ /s]
r	Radius der Kapillare [m]
R	Widerstand [Ω]
R_E	allgemeine Gaskonstante, $R = 8,31441$ J/mol/K
Red	Reduktion
$R_{s,L}$	Krümmungsradius der Grenzfläche
s	Dicke [m]
SDD	Sättigungsdampfdruck
S_Z	Synchronisationszeitraum
t	Zeit [s]
T	Temperatur
T_0	Bezugstemperatur [K]
U	Spannung [V]
V	Volumen
v_F	Verzögerungsfaktor
v_V	Anzahl der vorausgehenden Vergleichereignisse
w	Wassergehalt [kg/m ³]
w/b	Wasserbindemittelwert

w/b_0	Wasserbindemittelwert = 0,5 [-]
x	Tiefe
$X(t)$	Betonabtrag
x_C	Karbonatisierungstiefe
x_d	Überdeckung [mm]
x_i	Tiefe des Volumenelements
x_l	Wassereindringtiefe
z	Ladungszahl (für Chlorid: $z = 1$)

Abkürzungsverzeichnis

AAS	Atomabsorptionsspektroskopie
Abb.	Abbildung
Abh.	Abhängigkeit
AL	Anodenleiter
BAM	Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung
Bst	Baustahl/Bewehrungsstahl
BZ	Betonzylinder
DAfStb	Deutscher Ausschuss für Stahlbeton
DFG	Deutsche Forschungsgemeinschaft
DGZfP	Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung
DIN	Deutsches Institut für Normung
DTA	Differentialthermoanalyse
FS	Friedelsches Salz
GFK	Glasfaserverstärkter Kunststoff
ISE	Ionenselektive Elektroden
Kap.	Kapitel
MIP	Quecksilberdruckporosimetrie
MPA	Materialprüfanstalt
OE	Ortselement
rel.F.	relative Feuchte
RFA	Röntgenfluoreszenzanalyse
SFB	Sonderforschungsbereich
TA	Thermogravimetrie
Tab.	Tabelle
TFB	Technische Forschung und Beratung für Zement und Beton
USBR	U.S. Bureau of reclamation
v.Z.	von Zement
VB	Versuchsbauwerk
VK	Versuchskörper
XRD	Röntgenpulverdiffraktometrie
ZfP	Zerstörungsfreie Prüfung

1. Einführung

1.1. Problemstellung und Zielsetzung

Der Bauwerksbestand der Industriestaaten hat einen erheblichen Anteil an deren volkswirtschaftlichem Vermögen. Für die Bundesrepublik Deutschland weist das Statistische Bundesamt in der volkswirtschaftlichen Gesamtrechnung für das Bruttoanlagevermögen des Bauwerksbestandes über 9 Billionen Euro aus. Während der Lebensdauer der Bauwerke sind im Mittel pro Jahr ca. 0,9% des Bauwerkswertes für Erhaltungsmaßnahmen aufzuwenden. Mit diesem niedrigen Berechnungsansatz wären 81 Milliarden Euro pro Jahr für Erhaltungsmaßnahmen aufzuwenden.

Um die volkswirtschaftlichen und betriebswirtschaftlichen Kosten zu optimieren und gleichzeitig die Gebrauchstauglichkeit und die Bauwerkssicherheit sicher zu stellen, ist es wichtig, über den Bauwerkszustand informiert zu sein und anhand von zuverlässigen Prognosen rechtzeitig geeignete Sanierungsmaßnahmen einzuleiten.

Üblicherweise werden Dauerhaftigkeitsprognosen anhand von Ingenieurmodellen erstellt. Die Grundlage für solche Prognosen sind in der Regel Laboruntersuchungen oder langjährige Erfahrungen mit Korrosionsschäden am Bauwerksbestand. Die Komplexität der tatsächlich ablaufenden und miteinander gekoppelten chemischen und physikalischen Vorgänge wird bei diesen Modellen stark vereinfacht. Die Forschung stellt für unterschiedliche Schädigungsprozesse solche Modelle bereit.

Einen anderen Weg gehen Transport-Reaktions-Modelle, an denen ebenfalls weltweit mit Nachdruck geforscht wird. Bei diesen Modellen erfolgt die Prognoseberechnung auf der Grundlage von physikalischen und chemischen Gesetzen, mit dem Ziel den Schädigungsprozess so realitätsnah wie möglich zu berechnen. Diese Modelle erfordern umfangreiche Eingangsdaten, die das Material physikalisch und chemisch beschreiben. Mit solchen Modellen erstellte Simulationsberechnungen basieren auf Planungsdaten oder exemplarisch ermittelten Materialdaten an einem bestehenden Bauwerk. Daher treten bei berechneten Prognosen des Schädigungsverlaufs in der Regel Abweichungen zum wirklichen Schädigungsverlauf am Bauwerk auf. Zudem sind die Einwirkungen auf ein Bauteil nur unsicher vorherzusagen, was die Zuverlässigkeit der berechneten Prognose zusätzlich verschlechtert.

Für eine zuverlässige nutzungsbegleitende Prognose der Restnutzungsdauer eines Bauteils werden zum einen belastbare Zustandsinformationen aus dem Bauwerk benötigt. Zum anderen ist ein lernfähiges, adaptives Prognosemodell erforderlich, das die realen Gegebenheiten des Bauwerks berücksichtigen kann.

Das Ziel dieser Arbeit ist die Entwicklung eines adaptiven Moduls für das vorhandene Transport-Reaktions-Modell TRANSREAC. Das in dieser Arbeit vorgestellte adaptive

Modul soll in der Lage sein, anhand von gewonnenen Bauteilzustandsinformationen, die Transportparameter des Transport-Reaktions-Modells gezielt anzupassen. Die Bauteilzustandsinformationen für das adaptive Modell können mit Sensoren oder durch Messungen am Bauwerk gewonnen werden. Die Anpassung der Transportparameter erfolgt nach einer Synchronisation des berechneten und des gemessenen Bauteilzustandes adaptiv. Dadurch wird mit jeder Korrektur die Genauigkeit der berechneten Prognose verbessert. Dieses Vorgehen erlaubt eine erheblich verbesserte Prognose des Schädigungsverlaufes bei verringertem Aufwand zur Gewinnung der Eingangsdaten.

Die Forschungsarbeiten zur Entwicklung des adaptiven Moduls wurden im Rahmen des Sonderforschungsbereiches 477 seit 1999 von der Deutschen Forschungsgemeinschaft in dankenswerter Weise unterstützt.

1.2. Gliederung der Arbeit

Im Anschluss an die Einführung wird in Kap. 2 ein Überblick über Schädigungsprozesse und vorhandene Prognosemodelle für Schädigungsprozesse an Betonbauteilen gegeben. Hierbei wird vertieft auf das Programmsystem TRANSREAC eingegangen.

Es folgt die Darstellung der Transportprozesse für Wärme, Feuchte und an Wasser gebundene Stofftransporte. Dabei wird kurz auf grundlegende physikalische Zusammenhänge eingegangen und die Umsetzung dieser Zusammenhänge in Berechnungsmodellen aufgezeigt. Das bisher wenig erforschte Phänomen der Selbstabdichtung des Porensystems wird bei den Grundlagen kurz dargestellt. Ausführlich wird hierauf in Kap. 4 eingegangen.

Bei der Darstellung der Gastransporte werden auch Messverfahren zur Gaspermeabilität vorgestellt. Sie sind die Grundlage für das Messsystem zum Monitoring der oberflächennahen Gaspermeabilität, das im Rahmen dieser Arbeit entwickelt wurde. Auf dieses Messsystem wird am Ende von Kap. 3 näher eingegangen. Das Kap. 2 schließt mit einem Überblick über verschiedene Sensorsysteme zur Messung physikalischer und chemischer Eigenschaften des Betons und der Porenlösung ab.

Kap. 3 und Kap. 4 beinhalten experimentelle Arbeiten, deren Ergebnisse als Grundlage für die adaptiven Simulationsberechnungen, die in Kap. 5 vorgestellt werden, dienen.

Die im Kap. 3 dargestellten experimentellen Arbeiten zeigen am Beispiel des Teilprojekts B9 des SFB 477 einige Möglichkeiten zur Gewinnung von Bauteilzustandsparametern, die Schädigungsprozesse kennzeichnen. Vorgestellt werden Messergebnisse, die mit Sensoren an Versuchsbauwerken gemessen wurden, Ergebnisse aus analytischen Untersuchungen von Proben aus den Versuchsbauwerken und Untersuchungen zur Ankopplung von Sensoren an Beton.

Im Kap. 4 werden eigene Untersuchungen zur Frage der Veränderung von kapillaren Transportparametern vorgestellt. Dabei wird auch auf die Anwendungsmöglichkeiten

des Verfahrens zur Messung der Gaspermeabilität eingegangen und ein Beispiel zur Berechnung des Permeabilitätskoeffizienten vorgestellt.

Die Ergebnisse des Kap. 3 werden im Kap. 5 als Eingangsdaten für die adaptive rechnerische Modellierung der Dauerhaftigkeit mit dem Programmsystem TRANS-REAC weiterverwendet. Die Funktionsweise der adaptiven Simulationsberechnung wird im Kap. 5 detailliert erläutert und anhand von Beispielrechnungen an verschiedenen Schädigungsprozessen demonstriert.

Die Zusammenfassung der in dieser Arbeit gewonnenen Erkenntnisse sowie ein Ausblick auf Weiterentwicklungen des Prinzips zur adaptiven Prognose unter Nutzung der Messtechnik beinhaltet das Kap. 6.

2. Grundlagen

2.1. Prognosemodelle für die Dauerhaftigkeit von Betonbauwerken

Die Prognose der Dauerhaftigkeit von Betonbauwerken ist ein aktuelles Thema der Forschung. Dabei sind zwei grundsätzliche Prognoseverfahren zu unterscheiden: Zum einen Ingenieurmodelle, die unter Nutzung von gut beobachtbaren Parametern eine Prognose für einen Schädigungsprozess ermöglichen und zum anderen komplexere Transport-Reaktions-Modelle.

Ingenieurmodelle zur Dauerhaftigkeitsprognose wurden unter anderem von *Bier* [6], *Breit* [9], *Bunte* [11], *Gehlen* [22], *Herold* [32], *Kurtis* [41] und *Schießl* [72] entwickelt. Grundlage dieser Prognosemodelle sind in der Regel Versuchsreihen an verschiedenen Betonen bei definierten Randbedingungen und die Übertragung der beobachteten Schadensabhängigkeiten in ein Berechnungsmodell mit modellspezifischen Steuerungsfaktoren. In der Regel sind diese Modelle nur für die Prognose eines definierten Schädigungsprozesses geeignet. Die meisten Ingenieurmodelle wurden bisher für die Karbonatisierung entwickelt. Andere Modelle beschäftigen sich mit der Säurekorrosion oder dem Widerstand gegen das Eindringen von Chloriden in die Betonmatrix.

Im Folgenden werden einige Ingenieurmodelle für verschiedene Schädigungsprozesse kurz erläutert, bevor in Kap. 2.2 das Transport-Reaktions-Modell TRANSREAC vorgestellt wird.

2.1.1. Schädigungsprozess Karbonatisierung

Ein häufig untersuchter Schädigungsprozess ist die Karbonatisierung des Zementsteins im Beton. Grundlage des Schädigungsprozesses ist die chemische Reaktion des in verschiedenen Spezies¹ des Betons vorhandenen Kalziums mit dem in der Atmosphäre vorhandenen CO_2 zu Kalziumkarbonat.

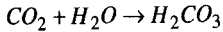
In der folgenden Reaktionsgleichung (2.3) ist die Karbonatisierung anhand der Reaktion des Portlandzements mit der natürlichen Luftkohlendioxid dargestellt. Die Reaktion beginnt an der luftseitigen Betonoberfläche und erreicht durch Diffusion langsam größere Tiefen.

¹ Entsprechend *Schmidt-Döhl* ([73], S. 15) wird der Ausdruck „Spezie“ als Bestandteil eines chemischen Systems (z.B. Baustoffes) definiert, für den sich thermodynamische Größen angeben lassen. Er umfasst alle Feststoffe, Flüssigkeiten, Gase, gelöste Ionen und gelöste Neutralteilchen.

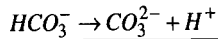
Phase 1: Dissoziation des Portlandits:



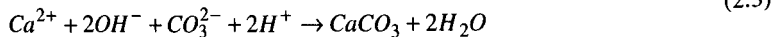
Phase 2: Lösen des CO_2 aus der Luft in Wasser



Kohlensäuregleichgewicht:



Phase 3: Reaktion des dissoziierten Portlandits mit der Kohlensäure:



Die Komplexität der physikalischen und chemischen Reaktionen wird in Ingenieurmodellen nicht im Detail berücksichtigt, sondern nur als Änderung der baustoffrelevanten Eigenschaften aufgenommen. Von bautechnischer Bedeutung ist der pH-Wert der Porenflüssigkeit, der im Laufe der Karbonatisierungsreaktion von 13 auf ca. 8 absinkt. Der bei Stahlbetonbauwerken erforderliche alkalische Schutz der Bewehrung durch Passivierung ist in Folge der Karbonatisierung nicht mehr gewährleistet. Der Verlust der Dauerhaftigkeit tritt durch Korrosion der Bewehrung ein. Das einfachste und bekannteste Karbonatisierungsmodell, welchem stationäre Diffusion zugrunde liegt, wird aus dem 1. Fick'schen Diffusionsgesetz abgeleitet.

Das Karbonatisierungsmodell wird auch als \sqrt{t} -Modell bezeichnet und hat unter folgenden Annahmen Gültigkeit:

- Das eindiffundierende CO_2 wird an der Karbonisierungsfront vollständig gebunden.
- Jedes Volumenelement bindet eine betonspezifische CO_2 -Menge.
- Im karbonatisierten Beton kann bei einem stationären Diffusionsprozess von einem linearen CO_2 -Konzentrationsgefälle ausgegangen werden.

In diesem Fall ergibt sich die Karbonatisierungstiefe $x_c(t)$ (siehe [11]):

$$x_c(t) = \sqrt{\frac{2 \cdot D_c \cdot \Delta c}{a_c} \cdot t} = K_c \cdot \sqrt{t} \quad (2.4)$$

mit Δc	CO_2 -Konzentrationsgefälle
a_c	betonspezifische, bindbare CO_2 -Menge
D_c	Diffusionskoeffizient für CO_2
K_c	Karbonatisierungskoeffizient
t	Betonalter / Zeit
x_c	Karbonatisierungstiefe

Bei diesem Modell kann anhand von am Bauwerk genommenen Messwerten der Karbonatisierungstiefe der Karbonatisierungskoeffizient K_c wie folgt berechnet werden [11]:

$$K_c = \frac{x_c(t)}{\sqrt{t}} \quad (2.5)$$

Unter Verwendung dieses Koeffizienten kann eine Prognose über den weiteren zeitlichen Verlauf der Karbonatisierung erstellt werden. Dieses Modell ist heute Grundlage für Ingenieurmodelle zur Karbonatisierung, welches durch Faktoren zur Berücksichtigung der Realkalisierung [72] bzw. klimatischer Einflüsse [11] erweitert wurde. Eine umfassende Bewertung der vorhandenen Ingenieurmodelle wurde 1997 von der CEB [13] und später von Gehlen [22] durchgeführt.

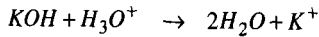
2.1.2. Schädigungsprozess lösender Angriff

Lösender Angriff auf Beton bewirkt den Abbau der festigkeitsbildenden Phasen des Zementsteins. Je nach örtlichen Gegebenheiten verbleiben die Reaktionsprodukte auf der Oberfläche oder werden mit dem Lösungsmittel abtransportiert. Verbleiben die Reaktionsprodukte des Zementsteins auf der Oberfläche, vermindern sie den Eintrag der angreifenden Lösung in den Zementstein und damit den Korrosionsfortschritt. Die Reaktionsprodukte eines lösenden Angriffs sind amorphes SiO_2 und die während der Korrosion freiwerdenden Metalloxide und Metallhydroxide [32][73]. Ursächlich für einen lösenden Angriff sind zumeist anorganische Säuren. Aber auch organische Säuren, magnesium- und ammoniumhaltige Wässer sowie Wässer anderer austauschfähiger Salze verursachen lösende Reaktionen.

Lösender Angriff tritt manchmal auch in Kombination mit treibenden Reaktionen auf. Da die Gesteinskörnung mit Ausnahme von Kalkstein in der Regel gegenüber einem Säureangriff inert ist, wird in den Prognosemodellen nur auf die Korrosion des Zementsteins eingegangen. Der Korrosionsfortschritt wird u.a. durch den pH-Wert und die Säurekapazität der angreifenden Lösung, die Zugänglichkeit der sauren Lösung an die Reaktionsebene, die Temperatur und die physikalischen und chemischen Eigenschaften

des Betons bestimmt. Einige Korrosionsreaktionen der Zementstein-Phasen sind im Folgenden aufgeführt (siehe *Herold* [32]):

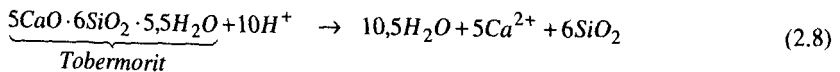
Neutralisation der stark alkalischen Porenlösung aus Alkalihydroxiden:



Auflösung von Portlandit:



Zersetzung der C-S-H-Phasen:



Ein typisches Prognosemodell für die Säurekorrosion von Zementstein hat *Herold* [32] erstellt. Bei diesem Prognosemodell kann auf Grundlage eines beobachteten Massenverlustes eine Prognose für den verwendeten Beton bei veränderten Randbedingungen erstellt werden. Einflussfaktoren in diesem Modell sind der w/b -Wert, der pH-Wert der angreifenden sauren Lösung und die Temperatur. Die resultierende Gleichung für den Betonabtrag in Abhängigkeit der genannten Parameter ist in Gleichung (2.9) dargestellt:

$$X(t) = (a_I \cdot t^{a_{II}}) \cdot [1 + (T_x - T_0) \cdot a_{III}] \cdot \frac{c_x}{c_0} \cdot 0,4074 \cdot (1 + (w/b_x - w/b_0) \cdot 2,5) \quad (2.9)$$

mit	a_I	Parameter = 0,162504 [mm/d]
	a_{II}	Parameter = 0,8181 [-]
	a_{III}	Parameter = 0,0214 [1/K]
	c_0	Konzentrationskonstante = 0,0001 [mol/l]
	t	Korrosionsaktive Zeit [d]
	T_0	Temperatur = 288,0 [°K]
	w/b	Wasserbindemittelwert = 0,5 [-]
	$X(t)$	Betonabtrag [mm]

Die hier verwendeten Parameter a_I , a_{II} und a_{III} wurden entsprechend der Vorgehensweise bei *Herold* [32] für die eigenen Untersuchungen aus den Schädigungsprozessen der Versuchsbauwerke (siehe Kap. 3.1) ermittelt. Die Gleichung (2.9) basiert auf einer ungestörten Schutzschichtbildung durch den anhaftenden korrodierten Zementstein.

Ein besonderer lösender Angriff ist der Schädigungsprozess durch freie kalklösende Kohlensäure. Als freie Kohlensäure wird der Kohlendioxidgehalt im Wasser bezeichnet,

der nicht an Karbonate oder Hydrogenkarbonate gebunden ist. Ein Teil dieser freien Kohlensäure wird benötigt, um die Hydrogenkarbonate in Lösung zu halten. Erst der darüber hinaus verbleibende Kohlensäureanteil im Wasser wird als kalklösende Kohlensäure bezeichnet und steht für den lösenden Angriff zur Verfügung. Einem Angriff durch kalklösende Kohlensäure geht eine Karbonatisierung voraus. Das Reaktionsprodukt (CaCO_3) wird unter weiterer Aufnahme von Kohlensäure und Wasser in Hydrogenkarbonat umgewandelt und als wasserlösliche Phase weggelöst. Weitere Ausführungen zu dieser Art des lösenden Angriffs sind u.a. in *Locher/Sprung* [44] zu finden. Ein Ingenieurmodell für den kalklösenden Kohlensäure-Angriff wurde bislang nicht aufgestellt. Für die Prognose des Korrosionsfortschrittes wird in der Arbeit von *Locher/Rechenberg/Sprung* [43] eine Regressionsgerade auf der Basis der Messwerte ab dem 8. Beaufschlagungsjahr empfohlen.

Ein kombinierter Fall des lösenden/treibenden Angriffs ist der Angriff durch Schwefelsäure, der typischerweise in Abwasseranlagen durch das Entstehen biogener Schwefelsäure [5] stattfindet. Bei diesem chemischen Angriff kommt es durch die Sulfatbelastung zu einer treibenden Reaktion durch Gips- und Ettringitbildung. Die Reaktionsprodukte führen zu einer Abdichtung des Porensystems, bevor durch Treibdehnungen Risse entstehen. Infolge der entstehenden Risse kann die angreifende Lösung tiefer in den Beton eindringen, die Korrosion wird beschleunigt. Welcher Effekt zu welchem Zeitpunkt überwiegt, ist noch nicht geklärt. Untersuchungen dazu sind in *Herold* [32], *Grabau* [24] und *Nelskamp* [49] beschrieben. Entsprechend dem nicht vorhersagbaren Einfluss der Treibreaktion existiert für den Schwefelsäureangriff kein eigenes Ingenieurmodell. Bei Anpassung der Parameter eignet sich das Modell von *Herold* [32] für eine Schadensfortschrittsprognose (siehe Gleichung (2.9)).

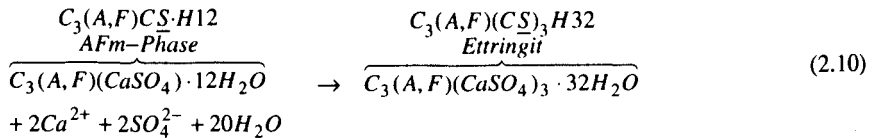
2.1.3. Schädigungsprozess treibender Angriff

Treibender Angriff entsteht bei Neubildung einer Spezies im Porensystem des Zementsteins, der die Struktur des Baustoffes zerstören kann. In Folge der Phasenneubildung kommt es im Porensystem des Betons erst zu einer Verdichtung des Porensystems bevor die neu gebildeten Phasen einen Druck auf die Wände des Porensystems ausüben. Das Überschreiten der Zugfestigkeit des Zementsteins führt zu örtlicher Rissbildung und Entfestigung. An welchen Stellen im Porensystem die schädigende Phasenneubildung beginnt, ist noch nicht vollständig geklärt und Gegenstand aktueller Forschungsvorhaben. Einen Überblick über den Stand des Wissens gibt die Arbeit von *Bollmann* [7].

Die wichtigsten Reaktionen, die im Beton zu Treibschäden führen können, sind das Alkalitreiben, das Kalktreiben und das Sulfat- bzw. Ettringittreiben. Auf das Ettringit- und Alkalitreiben wird nachfolgend eingegangen.

Ettringittreiben entsteht, wenn Sulfat in den Zementstein von außen eindringt oder im Beton z.B. aus sulfatbelasteter Gesteinskörnung nachgelöst werden kann. Natürliche

Sulfatquellen sind die im Niederschlagswasser, im Grundwasser, im Abwasser und im Boden gelöste Sulfate. Die Beurteilung des Angriffsgrades von natürlichen Sulfatquellen ist in den Normen *DIN 1045-2* [50] und *DIN 4030* [51], sowie im ATV-Merkblatt 168 geregelt. Gemäß diesen Regelungen sind bei Sulfatangriff Zemente mit einem niedrigen C_3A -Gehalt vorgeschrieben. Ettringit entsteht bei Reaktion von eindringendem Sulfat mit den im Zementstein vorhandenen *AFm*-Phasen, wie z.B. Monosulfat (siehe Gleichung (2.10)) und Monokarbonat.



Für praxisrelevante Prognosen ist es notwendig auf Langzeituntersuchungen mit realitätsnaher Sulfatkonzentration zurückzugreifen, da ein hoher Sulfatgehalt, wie er zur Beschleunigung des Schädigungsprozesses zumeist in Laboruntersuchungen eingesetzt wird, zusätzlich ein Gipstreiben bewirkt. Langzeituntersuchungen zum Ettringitreiben wurden in einer Studie vom U.S. Bureau of reclamation (USBR) in Denver, Colorado durchgeführt. Bei dieser Studie wurden Mörtelprismen in 2,1%ige Na_2SO_4 -Lösung bei Raumtemperatur eingelagert. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind die Grundlage für das Prognosemodell von *Monterio et al.* [41]:

$$EXP = 0,0246 + 0,0180(t \cdot w/b) + 0,00016(t \cdot C_3A) \quad (2.11)$$

für $C_3A < 8$ Gew.-% bezogen auf den Zementgehalt

$$\ln(EXP) = -3,753 + 0,930t + 0,0997 \ln(t \cdot C_3A) \quad (2.12)$$

für $C_3A > 10$ Gew.-% bezogen auf den Zementgehalt

mit C_3A C_3A -Gehalt in Gew.-% bezogen auf den Zementgehalt

EX prozentuale lineare Treibdehnung

t Zeit in Jahren

w/b Wasserbindemittelwert

Ebenfalls von großer praktischer Bedeutung ist die Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR), auch als Alkalitreiben bezeichnet. Voraussetzung für das Alkalitreiben ist das Vorliegen von löslicher, amorpher oder stark gittergestörter alkalireaktiver Kieselsäure im Beton, die über kieselsäurehaltige Gesteinskörnungen in den Beton eingebaut wird. Bei der chemischen Reaktion entsteht aus der Kieselsäure und den in der Porenlösung vorhandenen Alkalihydroxiden ($NaOH$, KOH), ein Alkali-Kieselsäure-Gel, das durch Wasseraufnahme quillt. Die entstehenden Quelldrücke erreichen bis zu $20N/mm^2$ und liegen damit weit über der Zugfestigkeit des Zementsteins. Das Überschreiten der

Zugfestigkeit führt zu einer Rissbildung im Beton, in deren Folge die Dauerhaftigkeit des Bauwerks beeinträchtigt wird.

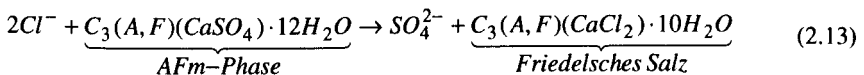
Grundlage für die Beurteilung eines Schadensrisikos durch die Alkali-Kieselsäure-Reaktion ist die Alkali-Richtlinie des *DAfStb* [16]. In der Richtlinie sind die vom Abbaubereich abhängigen Untersuchungen der Gesteinskörnung und deren Klassifizierung sowie Maßnahmen zur Verhinderung eines Schadens infolge einer AKR aufgeführt. Die Möglichkeit zur Prognostizierung des Schadensverlaufes einer AKR wird nicht aufgezeigt. Jedoch kann eine Abschätzung des Schadenspotentials entsprechend den Empfehlungen des *DAfStb* [15] erfolgen. Ein Prognosemodell für den AKR Schadensfortschritt wird in der Dissertation von *Bangert* [3] vorgestellt.

2.1.4. Schädigungsprozess Chlorid – initiierte Bewehrungsstahlkorrosion

Die bisher erläuterten, die Dauerhaftigkeit beeinflussenden Schädigungsmechanismen verändern durch eine chemische Reaktion die Betoneigenschaften, z.B. durch Rissbildung in der Betonmatrix oder durch Auflösen des Zementsteins. Auch das in die Porenlösung gelangte Chlorid reagiert mit einzelnen Spezies des Zementsteins, verursacht aber selbst keine schädigende Reaktion. Die Schädigung von Betonbauwerken durch Chlorid erfolgt durch Initiierung der Bewehrungsstahlkorrosion.

Durch die Bildung von Friedelschem Salz wird ein Teil der durch das Porensystem eindringenden Chloride gebunden, ohne dass der Zementstein in seinen Eigenschaften maßgeblich verändert wird. Untersuchungen zeigen, dass nur ein Teil der in der Betonmatrix zur Verfügung stehenden aluminiumhaltigen Edukte mit den Chloriden reagiert [65].

Die Reaktionsgleichung für die Bildung des Friedelschen Salzes ist in Gleichung (2.13) dargestellt.



Die Schädigung von Stahlbetonbauwerken durch chloridinduzierte Stahlkorrosion ist baupraktisch von erheblicher Bedeutung. Deshalb gibt es zu diesem Thema eine Vielzahl an Veröffentlichungen. Jedoch sind die Ergebnisse der zahlreichen Forschungsarbeiten vielfach nur bedingt miteinander vergleichbar (siehe *Breit* [9]). So liegen die von verschiedenen Forschern ermittelten kritischen Chloridgehalte in Abhängigkeit der Versuchsdurchführung und der Analyseverfahren zwischen 0,2 M.-% und 2,0 M.-%, bezogen auf den Zementgehalt des Betons.

Gemäß der *DIN EN 206* [55] gilt für den Chloridgehalt bei Stahlbetonbauwerken ein korrosionskritischer Grenzwert von 0,4 M.-%, bei Spannbetonbauwerken von 0,2 M.-%

bezogen auf den Zementgehalt. Die Norm orientiert sich damit an der unteren Grenze des in Versuchen beobachteten korrosionsauslösenden Chloridgehaltes.

Prognosemodelle für die Chloridschädigung basieren im einfachsten Fall auf dem 2. Fick'schen Diffusionsgesetz (siehe Gleichung (2.14), verwendet z.B. bei *Prezzi/Geysken/Monteiro* [64] und *Gehlen* [22]).

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_c \cdot \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad (2.14)$$

mit C Chloridkonzentration [g/m^3]
 D_c Diffusions-Koeffizient [m^2/s]
 t Zeit [s]
 x Tiefe [m]

Analog dem Vorgehen bei Prognoseberechnungen zum Karbonatisierungsfortschritt (siehe Gleichung (2.4)) kann anhand von zeitabhängigen Bauwerksmessungen des Chloridprofils der effektive Diffusionskoeffizient $D_{\text{eff, Cl}}$ berechnet und unter Annahme unveränderter Randbedingungen eine Prognose erstellt werden.

Nach *Schiegg* [69] ergibt sich die zeitabhängige Chloridkonzentration an der Bewehrung zu:

$$C(x_d, t) = C_s \cdot \left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x_d}{\sqrt{4D_{\text{eff, Cl}} \cdot t}} \right) \right) \quad (2.15)$$

mit C Chloridkonzentration in Abh. von Überdeckung und Zeit
 C_s Chloridkonzentration an der Oberfläche [mol/l]
 x_d Überdeckung [mm]
 erf Fehlerfunktion [-]
 $D_{\text{eff, Cl}}$ Effektiver Transportkoeffizient für Chlorid
 t Zeit

Der erläuterte Modellansatz basiert auf dem Diffusionsgesetz, bezieht aber durch einen effektiven Transportkoeffizienten auch die Transportmechanismen kapillares Saugen und Permeation (siehe Kap. 2.3.2.1 und 2.3.2.2) ein.

Gehlen [22] und *Costa* [14] stellen fest, dass der Modellansatz nach dem 2. Fick'schen Gesetz nur mit Einschränkungen geeignet ist tatsächliche Chloridprofile an Betonbauwerken abzubilden und eine zutreffende Prognose zu erstellen. Insbesondere intermittierende Chloridbeaufschlagungen, wie sie in der Praxis die Regel sind, lassen sich allein mit diesem Ansatz nicht zufrieden stellend darstellen. Die Problematik der intermittierenden Chloridbeaufschlagung wird in der Arbeit von *Ungricht* ([77], S.133 ff.) durch die Berücksichtigung transportrelevanter Einzelereignisse bei den Anfangsbedingungen der Diffusionsberechnung umgangen.

In Lay [42] wird als Begründung für die Abweichung zwischen Berechnung und Praxisbeobachtung die mechanische Dispersivität von Chloridionen herangezogen.

2.2. Prognoserechnungen mit „Transport-Reaktions-Modellen“

Die bisher angesprochenen Ingenieurmodelle nutzen einfache physikalische Zusammenhänge oder mathematische Funktionen für die Berechnung der Schadensprognose, ohne die komplexen chemischen und physikalischen Vorgänge im Baustoff detailliert zu berücksichtigen. Gekoppelte Angriffe oder wechselnde Angriffe lassen sich mit diesen Prognosemodellen nur dann berechnen, wenn spezifische Experimente durchgeführt werden. Zeitlich intermittierende Angriffe lassen sich nur mit einem zusätzlichen integrierenden Faktor berücksichtigen.

Um die in der Realität komplexen Zusammenhänge in Prognoseberechnungen zu berücksichtigen, wurden und werden Transport-Reaktions-Modelle entwickelt. Mit solchen Modellen ist es möglich, zeit- und ortsabhängige Prozesse in mineralischen Baustoffen auch bei wechselnden Beaufschlagungen und unterschiedlichen Angriffen zu berechnen. Obwohl viele Fragestellungen zu Stofftransporten und chemischen Reaktionsabläufen noch nicht vollständig erforscht sind, können mit Transport-Reaktions-Modellen Berechnungsergebnisse erzielt werden, die mit experimentellen Untersuchungsergebnissen gut übereinstimmen.

Transport-Reaktions-Modelle werden weltweit von verschiedenen Forschergruppen und zu verschiedenen Problemstellungen entwickelt. Einen guten Überblick geben die wissenschaftlichen Berichte *FZKA 6721* [46]. Des Weiteren seien hier beispielhaft *Franke* [20] sowie *Samson und Marchand* [68] genannt.

Am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der TU Braunschweig wurde das Programmsystem TRANSREAC entwickelt. Dieses Simulationsmodell ermöglicht die Berechnung von Transportvorgängen und die daraus resultierenden Reaktionen in mineralischen Baustoffen.

Das Programmsystem TRANSREAC wird im Folgenden kurz erläutert. Für detaillierte Informationen sei auf die Literatur von *Rigo* [66] und *Schmidt-Döhl* [73] verwiesen.

2.2.1. Kurzbeschreibung des Programmsystems TRANSREAC

Für die Simulationsberechnung mit dem Transport-Reaktions-Modell „TRANSREAC“ wird der zu berechnende Baukörper in Schichtenelemente bzw. bei eindimensionalen Transportprozessen in einzelne diskrete Elemente geteilt, die im Weiteren als Volumenelemente (VE) bezeichnet werden. Mit dem Programmstart wird für jedes VE ein thermodynamisch und kinetisch stabiler Phasenbestand berechnet, der Ausgangsphasenbestand für den nachfolgenden Berechnungsschritt ist. In kontinuierlicher Abfolge werden zwischen den benachbarten VE Wärme-, Feuchte- und weitere Stofftransporte

berechnet. Die theoretischen Grundlagen für die Transportberechnungen werden im Kap. 2.3 erläutert.

Anschließend wird für jedes einzelne VE der thermodynamisch und kinetisch stabile Phasenbestand berechnet. Im Weiteren wird durch Algorithmen der berechnete stabile Phasenbestand im VE hinsichtlich der Veränderung von Transportparametern, der Festigkeit und weiterer korrosiver Effekte bewertet. Die aktualisierten Parameter sind Berechnungsgrundlage für die Transportberechnungen des Folgezeitschritts. Die Abb. 2-1 verdeutlicht die Algorithmusabfolge von TRANSREAC. Das Programmsystem TRANSREAC wurde in der Arbeit von *Rigo* [66] zu einem probabilistischen Modell erweitert.

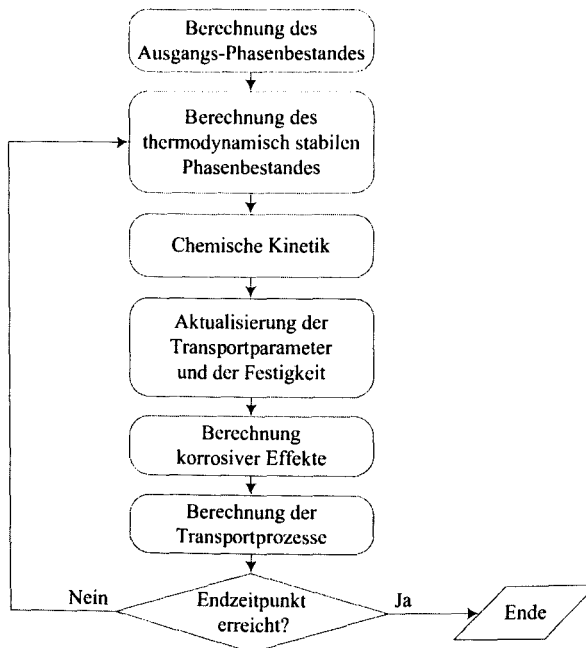


Abb. 2-1: Funktionsschema von TRANSREAC.

Die in TRANSREAC für den gekoppelten Feuchte- und Wärmetransport verwendeten Algorithmen wurden auf der Grundlage der Arbeiten von *Kießl* [36] und *Künzel* [39] entwickelt und mit wenigen Vereinfachungen, bezüglich der Flüssigkeitstransportparameter, implementiert.

Diese Algorithmen ermöglichen die Berechnung der Wärmeleitung, der Kapillartransporte, der Wasserdampfdiffusion und des Feuchte- und Wärmeübergangs in mineralischen Baustoffen. Zusätzlich wurde ein Algorithmus für die Berechnung der Flüssigkeitstransporte durch Permeation [66] aufgenommen. Auf der Basis der berechneten Flüssigkeitstransporte werden auch die durch den Huckepacktransport [78]

mitgeführten Stoffmengen der gelösten Teilchen berechnet. Weiterer Stofftransport gelöster Teilchen wird auf der Grundlage der Fick'schen Gesetze unter Berücksichtigung des Wassergehaltes in den VE und des ionenspezifischen Diffusionskoeffizienten berechnet. Resultierend aus der Verwendung ionenspezifischer Diffusionskoeffizienten kommt es zu unterschiedlichen Ionendiffusionsgeschwindigkeiten und dadurch zu einer Ladungstrennung. Sie verursacht einen zusätzlichen Ionentransport, bis die elektrische Neutralität in der Porenlösung erreicht ist.

Auch dieser Transportmechanismus ist in den Algorithmen von TRANSREAC berücksichtigt. Die Zeitschrittweite, d.h. der Zeitraum für den die transportierten Stoffmengen berechnet werden, wird durch einen iterativen Algorithmus anhand von Plausibilitätsprüfungen für die transportierten Stoffmengen und die stabilen chemischen Gleichgewichte während der Simulationsberechnung kontinuierlich neu bestimmt.

Ein thermodynamisch stabiler Phasenbestand in einem chemischen System ist mit einer minimalen Gibbs-Energie des Systems verbunden. Jede chemisch mögliche Reaktion ist dann vollständig abgelaufen. Für die Berechnung der minimalen Gibbs-Energie wird in TRANSREAC der Storey-Algorithmus verwendet. Da in der Realität chemische Reaktionen nur mit einer begrenzten chemischen Reaktionsgeschwindigkeit ablaufen, kann in TRANSREAC für einzelne Reaktionen die chemische Kinetik berücksichtigt werden.

Neben den Programmalgorithmen ist die umfassende physikalische und chemische Beschreibung des mineralischen Baustoffes und des angreifenden Mediums entscheidend für die Qualität einer Prognoserechnung. Die benötigten thermodynamischen Daten der beteiligten Spezies sind in den Datenbanken von TRANSREAC hinterlegt.

Außer den thermodynamischen Daten für die Beschreibung der Spezies sind Datensätze für verschiedene Baustoffe einschließlich der chemischen und physikalischen Eigenschaften vorhanden. Die Ermittlung der baustoffspezifischen Datensätze erfolgt durch Laboruntersuchungen (siehe [58][59][60][61][62] usw.).

Der für das Simulationsprogramm benötigte baustoffspezifische Eingangsdatensatz zur physikalischen Beschreibung des Baustoffes beinhaltet u.a. Kennwerte:

- zur Porosität des Baustoffes, wie u.a. die freie Wasseraufnahme, die Wasseraufnahme im Vakuum, die Porenradienverteilung und die Trockenrohdichte;
- zu den Stofftransporten, wie z.B. den Flüssigkeitsaufnahmekoeffizienten, die Diffusionskoeffizienten gelöster Teilchen und die Sorptionsisotherme;
- zum Wärmetransport, wie z.B. die Wärmeleitfähigkeit, die spezifische Wärmekapazität und Koeffizienten zur Feuchteabhängigkeit der Wärmeleitfähigkeit.

Der Eingangsdatensatz zur chemischen Beschreibung beinhaltet u.a. Kennwerte:

- zur Phasenzusammensetzung des verwendeten Zementes;

- zum Zementgehalt;
- zu reaktiven Zusatzstoffen.

Transport-Reaktions-Modelle wie TRANSREAC sind nach der einmaligen Definition aller Simulationsparameter in der Lage, verschiedene und wechselnde Angriffe auf das definierte mineralische System zu berechnen. Bei der Beurteilung der Berechnungsergebnisse ist zu beachten, dass systembedingt Abweichungen zwischen dem am Bauwerk beobachteten Schadensablauf und dem berechneten Schadensablauf entstehen. Diese Abweichungen resultieren sowohl aus Unzulänglichkeiten der für die Algorithmen verwendeten Modelle, als auch aus der Problematik, Ergebnisse aus Laboranalysen hinsichtlich der Übertragbarkeit auf die reale Situation am Bauwerk zu bewerten.

In dieser Arbeit wird das Simulationsmodell TRANSREAC zu einem adaptiven Simulationsmodell erweitert. Mit dieser Erweiterung ist es möglich, die berechneten systembedingten Abweichungen durch sukzessive Zuschärfung der Transportparameter deutlich zu verringern und damit die Qualität der Prognose zu verbessern. Die Zuschärfung erfolgt anhand von in vivo genommenen Messdaten. Details zu den Systemerweiterungen und Beispiele adaptiver Berechnungen sind im Kap. 5 erläutert.

2.3. Transportprozesse in porösen mineralischen Baustoffen

In den bisherigen Abschnitten wurden einige Prognosemodelle für dauerhaftigkeitsrelevante Korrosionsvorgänge vorgestellt, insbesondere das Funktionsprinzip von Transport-Reaktions-Modellen am Beispiel von TRANSREAC. In diesem Kapitel werden die Stofftransportmodelle dargestellt, die in teilweise vereinfachter Form in TRANSREAC berücksichtigt werden. Das Kapitel schließt mit einer kurzen Darstellung des bei der Wasseraufnahme in Beton beobachteten Phänomens der Selbstabdichtung. Eine Zusammenstellung der in Transportansätzen benötigten Baustoffparameter enthält u.a. *Rigo* [66].

2.3.1. Wärmetransport

Bauteile im Freien sind stets Temperaturänderungen entsprechend den klimatischen Bedingungen unterworfen. Der Verlauf der Temperatur im Bauteil wird durch die Baustoffeigenschaften Wärmekapazität c und Wärmeleitfähigkeit λ beeinflusst, die beide feuchte- und temperaturabhängig sind. Zur Berechnung des Wärmetransports ist es notwendig, die Veränderungen der Eigenschaften in Abhängigkeit von der Feuchte zu berücksichtigen. Grundlage für die Wärmetransportberechnung ist die Veränderung der Enthalpie², die für einen Stoff mit der Funktion (2.16) berechnet werden kann und sich

² Wärmehalt eines Materials unter isobaren Verhältnissen [39].

für ein System mit mehreren Komponenten, z.B. feuchten Beton, aus der Summe der einzelnen Enthalpien ergibt.

$$\Delta H_s = \rho_s \cdot c_s \cdot \Delta T \quad (2.16)$$

mit ρ_s Rohdichte eines Baustoffes [kg/m³]
 c_s spezifische Wärmekapazität [J/kgK]
 H_s Enthalpie des trockenen Baustoffes [J/m³]
 T Temperatur [K]

Die Wärmeleitfähigkeit (λ) ist eine Stoffkonstante, die sich in Abhängigkeit des Wassergehaltes verändert. Einen vereinfachten Zusammenhang stellt *Künzel* [39] vor, siehe Gleichung (2.17):

$$\lambda(w) = \lambda_0 \cdot \left(1 + b_\lambda \cdot \frac{w}{\rho_s}\right) \quad (2.17)$$

mit $\lambda(w)$ Wärmeleitfähigkeit des feuchten Baustoffes [W/mK]
 λ_0 Wärmeleitfähigkeit des trockenen Baustoffes [W/mK]
 b_λ Wärmeleitfähigkeitszuschlag [M.-%]
 w Wassergehalt [kg/m³]
 ρ_s Rohdichte des trockenen Baustoffes [kg/m³]

Unter Berücksichtigung der feuchteabhängigen Wärmeleitfähigkeit kann der Wärmestrom H_f nach Gleichung (2.18) berechnet werden.

$$\frac{dH_f}{dt} = \lambda(w) \cdot \frac{A_Q}{T} \cdot \Delta T \quad (2.18)$$

mit A_Q durchströmte Fläche [m²]
 H_f Wärmestrom [W]
 t Zeit [s]

Weitere Einflüsse auf den Wärmetransport resultieren aus Phasenveränderungen, wie der Kondensation von Wasser oder der Eisbildung.

Mit diesen physikalischen Zusammenhängen lässt sich die Temperaturverteilung innerhalb eines Bauteils berechnen, sofern die äußeren Einwirkungen und die Übergangsbedingungen an der Bauteiloberfläche bekannt sind. Die äußeren Einwirkungen auf das Bauwerk werden durch das Mikroklima bestimmt, welches seinerseits durch das Mesoklima³ und durch die Geometrie des Bauwerks beeinflusst wird. Die Klimabedin-

³ Zum Mesoklima werden unterschiedliche Einzelklimata zusammengefasst, d.h. beispielsweise die Lokalklimata eines abgegrenzten Systems. Das Mikroklima ist das unmittelbar an das Bauteil angrenzende Klima, das z.B. in einem Tunnel erheblich vom Mesoklima, dem regionalen Klima, z.B. in einem Tal, abweichen kann.

gungen an der Bauwerksoberfläche entscheiden, ob das Bauteil Energie aufnimmt oder abgibt. Für die Berechnung des Wärmetransports ist es notwendig, den Wärmestrom durch Sonnenstrahlung, Konvektion und durch Verdunstung von Wasser sowie Tauwasseranfall zu berücksichtigen. Der Wärmestrom durch Schlagregen kann gemäß *Künzel* [39] vernachlässigt werden.

2.3.2. Feuchtetransport

Für den Feuchtetransport können drei physikalisch unterschiedliche Transportmechanismen herangezogen werden, die Permeation, das kapillare Saugen und die Diffusion. Alle Transportarten können in Kombination auftreten und sind daher in der Praxis nur schwer getrennt zu beurteilen.

2.3.2.1. Permeation von Flüssigkeiten

Unter Permeation versteht man den Vorgang, bei dem ein Stoff (Permeat) einen Festkörper durchdringt oder durchwandert.

Im Bauwesen ist der Begriff enger gefasst: Hier beschreibt er den Transport von Gasen oder Flüssigkeiten infolge eines äußeren Druckgefälles. Unter der Voraussetzung einer laminaren Strömung lassen sich im stationären Zustand die transportierten Stoffmengen bei einer inkompressiblen Flüssigkeit mit dem Gesetz von Darcy, Gleichung (2.19) [48], berechnen:

$$\Delta n = \frac{Q}{t \cdot A} = K_w \cdot \frac{\Delta p}{s} \quad (2.19)$$

mit	Δp	Druck [m Wassersäule], Differenzdruck
	A_Q	durchströmter Querschnitt [m ²]
	Δn	transportierte Stoffmenge [m/s]
	K_w	Permeabilitätskoeffizient für Flüssigkeiten [m/s]
	Q	Volumen des durchströmenden Stoffes [m ³]
	s	Dicke des durchströmten Körpers [m]
	t	Zeit [s]

Die Bestimmung des Permeabilitätskoeffizienten erfolgt durch Messung des Volumensstroms bei bekannten Randbedingungen. Dabei wird vorausgesetzt, dass das Permeat die Eigenschaften des Festkörpers nicht verändert. Für eine Messung der Permeation von Wasser durch Beton ist die Voraussetzung eines unveränderlichen Festkörpers nicht gegeben, da während der Versuchsdurchführung Veränderungen des Porensystems durch Quellen, Herauslösen löslicher Phasen und Nachhydratation eintreten [21]. Der grundsätzliche Zusammenhang zunehmenden Stofftransports bei ansteigendem w/b -Wert der untersuchten Probe, bleibt trotz der Veränderung des Porensystems für die Permeation bestehen.

2.3.2.2. Kapillartransport

Kapillaren sind sehr feine, lang gestreckte Hohlräume. Der in der Betonmatrix relevante Kapillardurchmesser liegt zwischen $r = 10\ \mu\text{m}$ und $30\ \text{nm}$. Wird die Kapillaröffnung durch eine Flüssigkeit vollständig benetzt, entsteht durch Grenzflächeneffekte eine Kraft, die dazu führt, dass Flüssigkeit auch entgegen der Schwerkraft in der Kapillare aufsteigen kann. Es gilt das Kapillaritätsgesetz:

$$h = \frac{2 \cdot \gamma_l}{\rho_l \cdot r \cdot g} \cdot \cos(\theta) \tag{2.20}$$

- mit h kapillare Steighöhe [m]
- θ Benetzungswinkel
- γ_l Oberflächenspannung [N/m]
- ρ_l Rohdichte der Flüssigkeit [kg/m^3]
- r Radius der Kapillare [m]
- g Erdbeschleunigung [m/s^2]

Die Steighöhe ist proportional zur Oberflächenspannung und umgekehrt proportional zum Radius der Kapillare. Ist der Benetzungswinkel⁴ kleiner als 90° kommt es zur Kapillaraszension, ist er größer 90° zu einer Kapillardepresion (Abb. 2-2, Abb. 2-3).

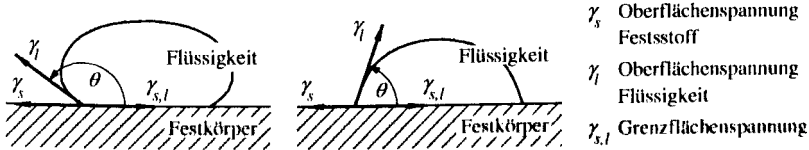


Abb. 2-2: Aus der Oberflächenspannung einer Flüssigkeit im Kontakt mit einem Festkörper resultierender Benetzungswinkel θ .

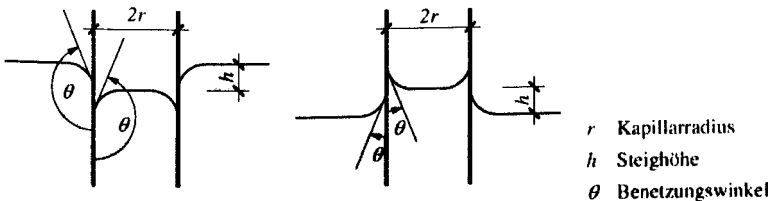


Abb. 2-3: Kapillardepresion und Kapillaraszension in Abhängigkeit des Benetzungswinkels θ .

⁴ Der Benetzungswinkel ist der Winkel, der sich zwischen einer Flüssigkeit und einem mit der Flüssigkeit im Kontakt stehenden Festkörper oder einer anderen Flüssigkeit ausbildet.

In diesem Fall nimmt eine Kapillare nur unter zusätzlichem Druck die Flüssigkeit auf. Ein typisches Beispiel für eine Flüssigkeit mit negativem Kontaktwinkel ($\theta > 90^\circ$) ist Quecksilber.

Die maximale Steighöhe wird erreicht, wenn der Benetzungswinkel Null ist. Für Wasser mit einer Oberflächenspannung von $\gamma(20^\circ\text{C}) = 0,072\text{ N/m}$ und einem Benetzungswinkel von 0° ergibt sich für eine Kapillare mit dem Durchmesser $0,1\text{ mm}$ eine Steighöhe von ca. 14 cm .

Die kapillare Saugkraft entspricht der Gewichtskraft der Wassersäule bei Erreichen der maximalen Steighöhe in einer vertikalen Kapillare. Bei einer horizontal liegenden Kapillare wird die Kapillare vollständig gefüllt. Ein Wasseraustritt am Ende der Kapillare erfolgt erst, wenn der Wasserdruck an der Einleitungsseite größer ist, als die kapillare Saugkraft am Ende der Kapillare. Aus der Gleichung (2.20) geht auch hervor, dass die kapillare Saugkraft umgekehrt proportional zum Kapillarradius ist. Daraus folgt, dass eine wassergefüllte Kapillare, die keine Verbindung zu einem Wasservorrat hat, von dünneren Kapillaren leer gesaugt wird, sofern diese mit ihr in kapillarem Kontakt stehen.

Von einem Kapillartransport spricht man, wenn der Kapillarquerschnitt vollständig mit Flüssigkeit gefüllt ist und sich die Flüssigkeit in der Kapillare bewegt. Am Bauwerk ist das der Fall, wenn das Bauteil direkten Wasserkontakt hat, z.B. im Grundwasser steht, oder zeitweilig eine vollständige Benetzung der Bauteiloberfläche, z.B. durch Schlagregen, erfolgt. In einer Kapillare mit wechselndem Radius kommt der Kapillartransport zum Erliegen, wenn in den größeren Radien Luft eingeschlossen ist.

2.3.2.3. Wasserdampfdiffusion

Im nicht gesättigten Porenraum wird Feuchtigkeit durch Dampfdiffusion im Bauteil transportiert. Antriebskraft für den Dampftransport ist der Dampfdruckgradient, also die temperaturabhängige Partialdruckdifferenz des Wasserdampfes innerhalb eines Gasgemisches. Der Stofftransport erfolgt dabei immer vom hohen Dampfdruck zum niedrigen Dampfdruck.

Bei Feuchtetransport in Bauteilen sind die Bereiche im Bauteil besonders wichtig, in denen der Dampfdruck den Sättigungsdampfdruck⁵ erreicht und verstärkt Wassermoleküle aus der gasförmigen in die flüssige Phase kondensieren. Da Wasserdampf aus Bereichen mit einem größeren Partialdruck in den Bereich mit dem niedrigeren Partialdruck diffundiert, bis kein Dampfdruckgradient mehr besteht, kommt es zum kondensationsbedingten Wasserausfall. Die Verringerung des Sättigungsdampfdrucks innerhalb eines Bauteils erfolgt sowohl durch lokal niedrigere Temperaturen, als auch

⁵ Der Sättigungsdampfdruck ist definiert als der Dampfdruck bei dem die Verdampfung bzw. Sublimation der Flüssigkeit mengenmäßig gleich der Kondensation bzw. Resublimation des Wasserdampfes ist.

durch physikalische Effekte an Grenzflächen und in Diffusionsräumen mit sehr feinen Kapillaren (siehe 2.3.2.6). Die physikalischen Hintergründe werden in den folgenden Abschnitten erläutert.

Die Fähigkeit eines Baustoffes zur Feuchtigkeits-speicherung in Abhängigkeit vom Wasserdampfpartialdruck beschreibt die Sorptionsisotherme. Sie repräsentiert den baustoffspezifischen Zusammenhang der Feuchtigkeitsaufnahme in Abhängigkeit von der relativen Feuchte bei konstanter Temperatur. Bei vielen Baustoffen bildet sich zwischen der Adsorptionsisotherme und der Desorptionsisotherme eine Hysterese aus, die mit unterschiedlichen Krümmungen der Menisken bei der Kapillarkondensation und der Kapillardesorption und dem Vorhandensein von Flaschenhalsporen begründet wird. Die Abb. 2-4 zeigt einen Ausschnitt aus einer Sorptionsisotherme mit einem deutlichen Hystereseeffekt.

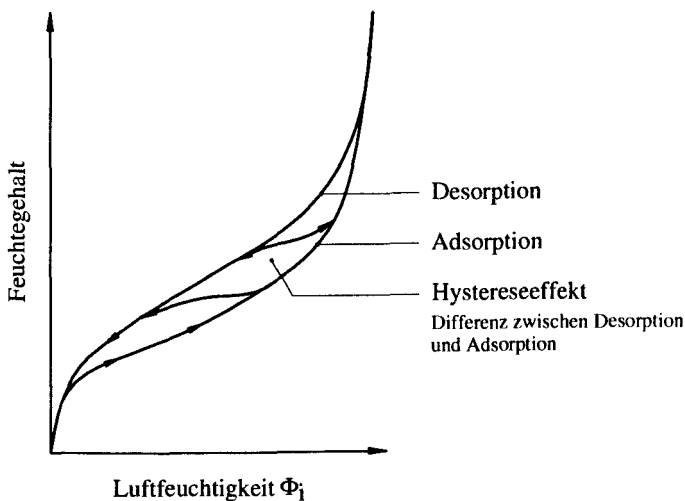


Abb. 2-4: Hysterese zwischen Adsorption und Desorption bei Veränderung der Feuchte.

2.3.2.4. Adsorption

Mit Adsorption wird die physikalische oder chemische Bindung von Atomen oder Molekülen eines Gases oder einer Flüssigkeit an der Oberfläche eines Festkörpers bezeichnet. Bei der Chemisorption kommt es zur Ausbildung von Ionen- oder kovalenten Bindungen mit sehr hohen Bindungsenergien. Sie kann maximal monomolekular an der Oberfläche erfolgen und ist für die Transportvorgänge in Baustoffen ohne Bedeutung. Bei der Physisorption erfolgt die Bindung durch die schwächeren Van-der-Waals-Kräfte. Die Physisorption ist vollständig reversibel und es können multimolekulare

Adsorbatschichten gebildet werden. Die Abb. 2-5 zeigt die Zusammenhänge der multimolekularen Adsorption.

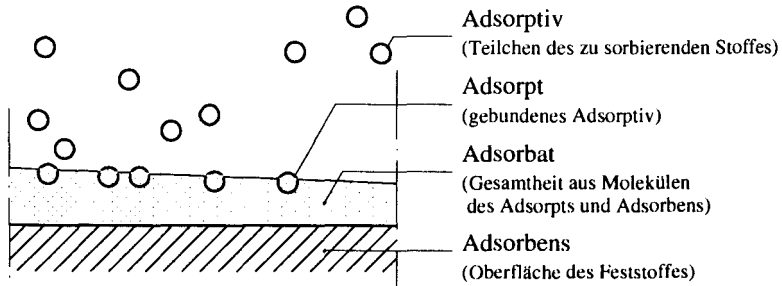


Abb. 2-5: Zusammenhänge der multimolekularen Adsorption nach *Espinosa* [18].

Da für die Physisorption keine Aktivierungsenergie nötig ist, verläuft die Bedeckung des Adsorbens sehr rasch. Die Adsorption ist ein exothermer Vorgang. Die Zahl der molekularen Adsorbatschichten korreliert mit der lokalen Relation des Partialdrucks zum Sättigungsdampfdruck des Adsorptivs. Für die Berechnung mehrschichtiger Adsorption wurde von *Brunauer-Emmett-Teller* die BET-Gleichung (2.21) [18] entwickelt.

$$\frac{p / p_{sat}}{n_{ads} \cdot (1 - p / p_{sat})} = \frac{1}{n_m \cdot c_E} + \frac{c_E - 1}{n_m \cdot c_E} \cdot p / p_{sat} \quad (2.21)$$

- mit c_E Konstante für die Stärke der Adsorbens-Adsorbat-Wechselwirkung
 n_{ads} Menge des Adsorbats
 n_m Monoschichtkapazität des Adsorbats
 p Dampfpartialdruck
 p_{sat} Sättigungsdampfdruck

2.3.2.5. Oberflächendiffusion

Monomolekulare Adsorbatschichten sind physikalisch fest an das Adsorbens gebunden und tragen nicht zu Stofftransporten bei. Mit steigender Anzahl der adsorbierten Molekülschichten nimmt die Beweglichkeit der Moleküle in den Außenschichten zu. Bei unterschiedlich dicken Adsorbatschichten entsteht ein ausgleichender Stofftransport, der dem Dampfdruckgefälle entgegengerichtet sein kann [38]. In der Literatur wird angenommen, dass der Beginn der Oberflächendiffusion bei ca. 60% rel. Feuchte liegt. Die Abb. 2-6 zeigt das Prinzip der Oberflächendiffusion.

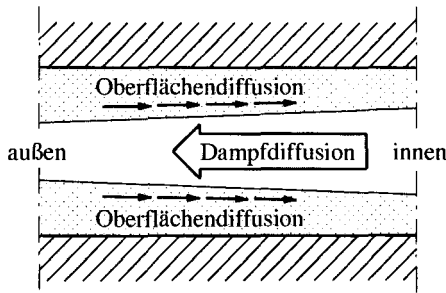


Abb. 2-6: Feuchtigkeits-Transportprozesse bei unterschiedlich dicker multimolekularer Belegung des Adsorbens.

Im Folgenden werden die physikalischen Effekte in Diffusionsräumen mit sehr feinen Kapillaren ausführlicher erläutert.

2.3.2.6. Kapillarkondensation

In Kapillaren mit einem Radius kleiner als 50 nm [18], kommt es durch die negative Krümmung der Flüssigkeitsoberfläche in der Kapillare zu einer Absenkung des Dampfdrucks über der Flüssigkeitsoberfläche, in deren Folge gasförmige Wassermoleküle in die Flüssigkeitsoberfläche eingebunden werden. Dieser Vorgang wird als Kapillarkondensation bezeichnet. Der Dampfdruck über der gekrümmten Oberfläche sinkt in Abhängigkeit der Oberflächenkrümmung.

Der entstehende Dampfdruckgradient verursacht einen Stofftransport in Richtung der kleinsten noch nicht gefüllten Kapillare. Berechnungsgrundlage für die Dampfdruckabsenkung ist die Kelvingleichung (2.22).

$$R_{s,l} \cdot T \cdot \ln\left(\frac{p_d}{p_{sat}}\right) = \gamma_{s,l} \cdot v_l^0 \cdot \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2}\right) \quad (2.22)$$

- mit v_l^0 Molarvolumen der Flüssigkeit
- $\gamma_{s,l}$ Grenzflächenspannung
- p_d Dampfdruck
- p_{sat} Sättigungsdampfdruck
- $R_{s,l}$ Krümmungsradius der Grenzfläche
- T Temperatur

Auf der Basis der Kelvingleichung kann für jede relative Feuchte der Grenzkapillarradius (siehe Abb. 2-7) berechnet werden, der durch Kapillarkondensation gefüllt ist.

Ein weiterer Anstieg der relativen Feuchte im Baustoff ist erst möglich, wenn alle Kapillaren mit dem Adsorptiv gefüllt sind, die kleiner oder gleich dem Grenzradius sind.

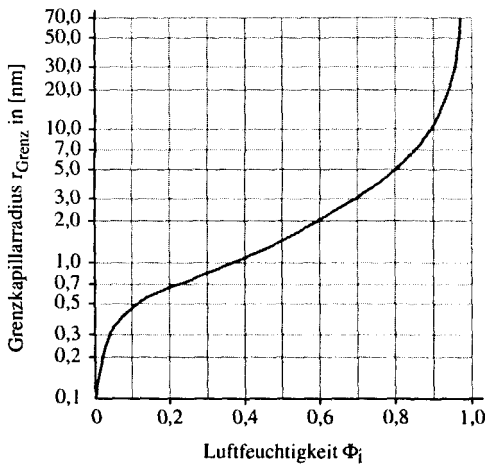


Abb. 2-7: Grenzradien der Kapillarkondensation gemäß Kelvin-Gleichung.

2.3.2.7. Simulationsmodelle für den Feuchtetransport

In der Praxis ist es nicht notwendig, die aufgezeigten theoretischen Transportvorgänge getrennt zu berechnen. Für die hygrothermische Simulationsberechnung ist es ausreichend, messbare und die Feuchtigkeitsaufnahme beschreibende Koeffizienten zu verwenden. Ein Modell für hygrothermische Transportberechnungen stellt *Künzel* [39] in seiner Arbeit vor. Er unterscheidet zwischen dem hygrokopischen Bereich, in dem im Wesentlichen Dampfdiffusion und Oberflächendiffusion für die Feuchteänderung im Baustoff verantwortlich sind, und dem überhygrokopischen Bereich, dessen Feuchteänderung hauptsächlich durch kapillare Wasseraufnahme geprägt ist.

Die für die Berechnungen notwendigen Koeffizienten sind baustoffspezifisch und von der Feuchtigkeit und der Temperatur abhängig. Für einige Baustoffe können typische Daten aus Datenbanken [40][66] entnommen werden, für andere sind im Bedarfsfall Laboruntersuchungen notwendig. Der Zusammenhang der Feuchtigkeitsaufnahme einschließlich der kapillaren Feuchteaufnahme wird mit der Feuchtespeicherfunktion (Abb. 2-8) beschrieben.

Der totale Feuchtetransport gem. *Künzel* [39] berechnet sich aus der Summe der kapillaren und der durch das Dampfdruckgefälle bedingten Transporte. Details zu dem verwendeten hygrothermischen Transportmodell sind in *Krus* [38], *Kiefl* [36], *Künzel* [39] und in der Dokumentation zur Simulationssoftware „WUFI“ [40] dargestellt.

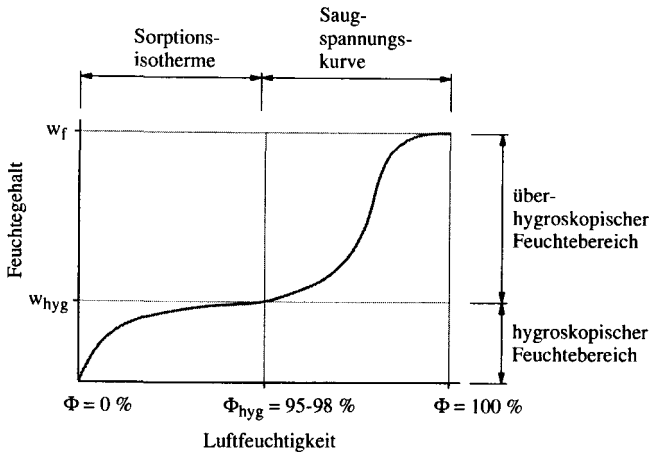


Abb. 2-8: Feuchtespeicherfunktion [18].

Der in TRANSREAC verwendete Algorithmus für makroskopische hygrothermische Transportberechnung beruht auf den Arbeiten von *Kießl* [36], *Künzel* [39] und wurde von *Schmidt-Döhl* [73] für die Berechnungen in TRANSREAC bezüglich des kapillaren Flüssigkeitstransportkoeffizienten vereinfacht. Die Bestimmung des kapillaren Flüssigkeitstransportkoeffizienten erfolgt zurzeit anhand des Wasseraufnahmekoeffizienten und der maximalen freien Wasseraufnahme. Der Koeffizient für das kapillare Weiterverteilen von den großen in die kleinen Kapillaren wird auf ein Zehntel des Flüssigkeitstransportkoeffizienten festgelegt [73]. Details zu den in TRANSREAC verwendeten Algorithmen sind in *Rigo* [66] und *Schmidt-Döhl* [73] aufgeführt.

2.3.3. Stofftransport gelöster Teilchen und Ionen im Lösungsmittel

Die Berechnung des Feuchte-transportes ist Voraussetzung für die quantitative Berechnung des Stofftransportes gelöster Teilchen im Bauteil. Der Stofftransport gelöster Teilchen ist nur in einem Lösungsmittel möglich. Bei den in dieser Arbeit betrachteten Transporten ist das Lösungsmittel Wasser, welches im Bauteil in unterschiedlicher Quantität vorliegt und entsprechend den erläuterten Mechanismen transportiert wird. Für den Transport gelöster Teilchen sind drei Transportmechanismen zu berücksichtigen: Huckepacktransport, Diffusion und Migration.

2.3.3.1. Huckepacktransport

Der Huckepacktransport ist an den kapillaren und permeativen Transport des Lösungsmittels gekoppelt. Das bedeutet, dass die gelösten Teilchen und Ionen entsprechend der Konzentration im Lösungsmittel in das Bauteil „huckepack“ hineingetragen werden. Die eingetragene Stoffmenge einer gelösten Spezies berechnet sich aus dem Quotienten der

Konzentration der Spezies zu der Konzentration des Lösungsmittels multipliziert mit der transportierten Stoffmenge des Lösungsmittels (Gleichung (2.23), [73]).

$$\Delta c_{huc,g} = \Delta c_{liq,H_2O} \cdot \frac{c_g}{c_{H_2O}} \quad (2.23)$$

mit	Δc	transportierte Stoffmenge [mol/m ³]
	c	Stoffkonzentration [mol/m ³]
	g	gelöste Spezies
	huc	Huckepacktransport
	liq	flüssig

2.3.3.2. Diffusion gelöster Teilchen

Voraussetzungen für die Diffusion gelöster Teilchen sind eine mindestens multimolekulare Adsorbschicht des Lösungsmittels und ein Konzentrationsgradient im Baustoff. Die transportierte Stoffmenge läßt sich mit dem 1. und 2. Fick'schen Gesetz berechnen (Gleichung (2.24)).

$$\frac{\partial c_g}{\partial t} = D_c \cdot \frac{\partial^2 c_g}{\partial x^2} \quad (2.24)$$

mit	c_g	Stoffkonzentration gelöster Teilchen [g/m ³]
	D_c	Diffusions-Koeffizient [m ² /s]
	t	Zeit [s]
	x	Tiefe [m]

Der Diffusionskoeffizient D_c ist für jede Spezies spezifisch und im Porensystem eines porösen Körpers feuchte- und temperaturabhängig. Die Temperaturabhängigkeit läßt sich über den Arrhenius-Ansatz beschreiben (Gleichung (2.25)) und wird im Simulationsprogramm TRANSREAC berücksichtigt.

$$D_c = A_F \cdot \exp\left(\frac{-E_A}{R \cdot T}\right) \quad (2.25)$$

mit	A_F	Frequenzfaktor
	E_A	Aktivierungsenergie [kJ/mol]
	R	allgemeine Gaskonstante, $R = 8,31441 \text{ J/mol/K}$
	T	Temperatur [K]

Da die Transportleistung der Diffusion erst bei höheren Feuchtigkeitsgehalten einen relevanten Beitrag zu den transportierten Stoffmengen gelöster Teilchen liefert, wird in TRANSREAC mit einem konstanten, an feuchtegesättigten Proben ermittelten Diffusi-

onskoeffizienten gerechnet. Einen relevanten Beitrag zu den transportierten Stoffmengen gelöster Teilchen liefert das Diffusionspotential. Das Diffusionspotential resultiert aus unterschiedlichen Diffusionsgeschwindigkeiten von Ionen in der Lösung. Die Folge ist eine Ladungstrennung und damit der Aufbau eines elektrischen Feldes. Unter dem Axiom, das innerhalb einer Lösung elektrische Neutralität vorliegt, wird durch das elektrische Feld zusätzlicher Ionentransport zum Potentialausgleich verursacht. Details zur Umsetzung der Stofftransporte in Algorithmen der Simulationssoftware TRANSREAC sind bei *Schmidt-Döhl* ([73], S. 63ff.) und *Rigo* ([66], S. 23ff.) erläutert. Die Diffusion in festen Phasen wird hier nicht betrachtet, da sie im Beton keinen nennenswerten Beitrag zum Stofftransport liefert.

2.3.3.3. Migration

Als Migration wird die Wanderung von in Lösung befindlichen Ionen im elektrischen Gleichspannungsfeld bezeichnet. Die Wanderungsgeschwindigkeit ist abhängig von der angelegten Spannung, der Viskosität der Lösung, der Temperatur, der Größe und der Ladung der Ionen (siehe Gleichung (2.26)). Befindet sich die Lösung in einem porösen Festkörper, beeinflusst das Porensystem des Festkörpers den Migrationskoeffizient.

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_{RCM,0} \cdot \left(\frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - \frac{z \cdot F \cdot U}{R \cdot T} \cdot \frac{\partial C}{\partial x} \right) \quad (2.26)$$

mit	C	Chloridkonzentration an der Stelle x zum Zeitpunkt t [mol/l]
	D_{RCM}	Chloridmigrationskoeffizient [m^2/s]
	F	Faradaykonstante, $F = 9,648 \cdot 10^4$ [J/(Vmol)]
	R	Universelle Gaskonstante, $R = 8,314$ [J/(Kmol)]
	t	Prüfdauer [s]
	T	Temperatur [K]
	U	Spannung [V]
	x	Tiefe [m]
	z	Ladungszahl (für Chlorid: $z = 1$)

Der Migrationskoeffizient und der Diffusionskoeffizient stehen nach *Gehlen* [22] in einem festen Verhältnis. Die Migration wird in der Arbeit von *Gehlen* für Zeitrafferexperimente zum Chlorideindringwiderstand eingesetzt und für Prognoseaussagen verwendet. Der feste Zusammenhang wird von anderen Autoren jedoch in Frage gestellt (*Ungericht* [77], S. 27).

In dieser Arbeit wird auf die Migration nicht weiter eingegangen, da Migrationstransporte in realen Bauwerken in der Regel nur für Zeitrafferexperimente verwendet werden und an realen Bauwerken nicht stattfinden.

2.3.4. Gastransport

Die bisher erläuterten Transporte waren der Lösungsmitteltransport und Transporte von Ionen und gelösten Teilchen im Lösungsmittel. In den folgenden Abschnitten werden die Grundlagen für die Berechnung des Gastransports dargestellt. Im Gegensatz zur Wasserdampfdiffusion sind bei der hier dargestellten Gasdiffusion die in Kap. 2.3.2.3 relevanten Adsorptions-/Sorptionvorgänge nicht relevant. Erläutert werden das Fick'sche Gesetz und die Gleichung von Darcy in Verbindung mit den Gasgesetzen.

2.3.4.1. Gasdiffusion

Für die Gasdiffusion im freien Raum gilt das Fick'sche Gesetz. In porösen Festkörpern ist die Annahme des freien Raumes nur teilweise gegeben, da in kleinen Porenräumen die freie Braun'sche Molekularbewegung durch die Porenwandungen eingeschränkt ist. Sofern der Porenradius wesentlich kleiner als die mittlere freie Wegstrecke der nicht behinderten Braun'schen Molekularbewegung ist, spricht man von der Knudsen-Diffusion, ist der Porenradius wesentlich größer, von einer normalen molekularen Diffusion. Da die Diffusionsarten in der Praxis nicht getrennt erfasst werden, wird der gemessene Diffusionskoeffizient in einem porösen Festkörper als effektiver Diffusionskoeffizient bezeichnet.

Bedingung für einen gerichteten Stofftransport durch die Diffusion ist ein Konzentrationsgefälle, auch als Partialdruckgefälle bezeichnet (siehe Abschnitt 2.3.2.3). Gemäß Grahams Gesetz über die Diffusion von Gasen ist die Diffusionsgeschwindigkeit von Molekülen umgekehrt proportional zur Quadratwurzel des Molekulargewichtes.

$$\frac{D_1}{D_2} = \frac{\sqrt{M_2}}{\sqrt{M_1}} \quad (2.27)$$

mit D Diffusionskoeffizient
 M relative Molekülmasse

Unter Nutzung dieses Zusammenhangs lassen sich aus dem gemessenen Diffusionskoeffizient eines Gases die Diffusionskoeffizienten anderer Gase berechnen. Der Diffusionskoeffizient von CO_2 ist damit ca. 20% kleiner als der Diffusionskoeffizient von O_2 [11][45]. Für die Bestimmung der Gasdiffusionskoeffizienten können nur Gase verwendet werden, die nicht mit den Spezies des untersuchten porösen Feststoffes reagieren.

Für Laboruntersuchungen an porösen Baustoffen wird das Konzentrationsgefälle künstlich aufgebaut. Ein Versuchsaufbau für die Messung des Sauerstoff-Diffusionskoeffizienten ist in der Abb. 2-9 gezeigt.

Bei diesem Aufbau wird der Versuchskörper einseitig gasdicht mit einer Auffangschale verbunden, in der sich eine Flüssigkeit befindet, die den Sauerstoff reaktiv bindet. In der

Folge entsteht ein konstantes Konzentrationsgefälle zwischen dem atmosphärischen Sauerstoffgehalt an der Außenseite der Probe und im Reaktionsbehälter. Die diffundierte Sauerstoffmenge kann anhand der Gewichtszunahme der Flüssigkeit im Reaktionsbehälter gemessen werden und in einen Diffusionskoeffizienten umgerechnet werden [61].

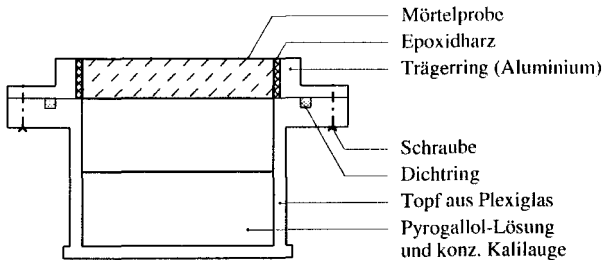


Abb. 2-9: Schematischer Versuchsaufbau zur Messung der Sauerstoffdiffusion [21].

In der Praxis entsteht das für die Diffusion notwendige Konzentrationsgefälle durch eine chemische Reaktion von Gasmolekülen mit dem Baustoff. Ein typisches Beispiel dafür ist die im Abschnitt 2.1.1 dargestellte Reaktion des Kalziumhydroxids mit dem Kohlendioxid der Luft. Vereinfachend kann angenommen werden, dass Kohlendioxid im Kalziumkarbonat gebunden wird, bis die kalziumhaltigen Spezies aufgebraucht sind.

2.3.4.2. Gaspermeation

Analog der Permeation von Flüssigkeit ist auch für die Gaspermeation ein Druckgefälle notwendig. In Abhängigkeit der aufgebrachtten Druckdifferenz stellt sich ein Volumenstrom durch den Versuchskörper ein, der bei einer laminaren Strömung proportional zur Druckdifferenz ist. Der sich einstellende Volumenstrom ist abhängig von der Durchtrittsfläche, der Probendicke, der Druckdifferenz, der Viskosität des Mediums und einem stoffspezifischen Permeabilitätskoeffizienten. Der Zusammenhang ist in Gleichung (2.28) gezeigt:

$$K = \frac{Q}{t \cdot A_Q} \cdot \eta \cdot s \cdot \frac{2p_m}{(p_e^2 - p_a^2)} \quad (2.28)$$

mit	η	Viskosität des strömenden Mediums [Ns/m ²]
	A_Q	durchströmter Querschnitt [m ²]
	K	spezifischer Permeabilitätskoeffizient [m ²]
	p_a	absoluter Ausgangsdruck [N/m ²]
	p_e	absoluter Eingangsdruck [N/m ²]
	p_m	Absolutdruck der Messung bei der Messung von Q
	Q	Volumenstrom [m ³]
	s	Dicke des Probekörpers parallel zur Strömung [m]
	t	Zeit [s]

Der Permeabilitätskoeffizient K wird in der Regel in Laborversuchen unter Verwendung der Gleichung nach Darcy ermittelt, die für Gase um einen druckabhängigen Term erweitert wird, der aus dem Mariotte'schen Gesetz resultiert. Das Gesetz zur Berechnung des Gaspermeabilitätskoeffizienten ist auch als Hagen-Poiseuillesches Gesetz bekannt. Ein typischer Versuchsaufbau zur Messung des Volumenstroms Q ist in Abb. 2-10 dargestellt.

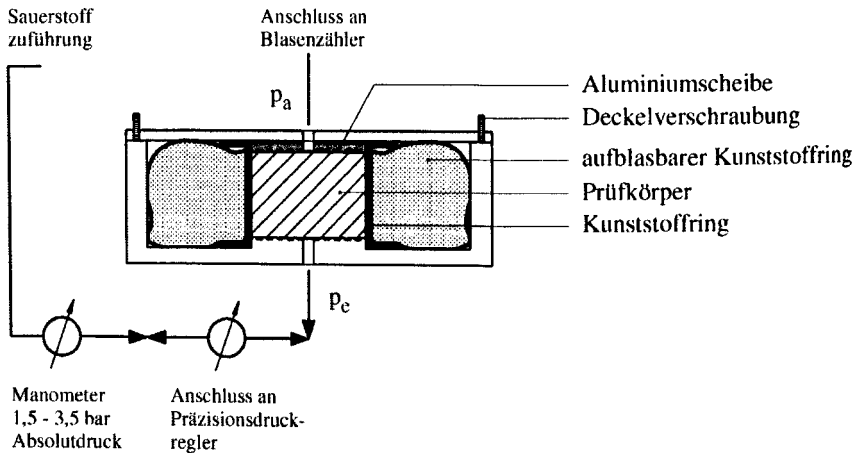


Abb. 2-10: Funktionsskizze des Messgeräts zur Ermittlung der Gaspermeabilität [25].

Eine kritische Bewertung der Laborverfahren ist von *Gräf/Grube* [25] durchgeführt worden. Für die Messung der oberflächennahen Permeabilität am Bauwerk sind zahlreiche Verfahren erprobt worden und teilweise etabliert (siehe [31][37][63]). Zu nennen sind hier z.B. das Schönlin-Verfahren, das Torrent-Verfahren und das Paulmann-Verfahren. Eine Übersicht zu den Verfahren geben *Paulmann* [63] und das *ZfP-Kompendium der BAM* [2].

Beim Paulmann-Verfahren (Abb. 2-11) wird durch den in ein Bohrloch eingebauten Injektionspacker (Einlass) ein Gasüberdruck im Bohrloch hergestellt. Das Gas entweicht durch das Porensystem des Baustoffs und wird zum Teil mit einem ringförmigen Gassammler aufgefangen und über den Auslass einer Messeinrichtung zugeleitet. Über die Menge der aufgefangenen Gasmenge kann ein verfahrensspezifischer Permeabilitätsfaktor bestimmt werden, der mit dem in Laborverfahren bestimmten korreliert.

Im Kap. 4 wird ein Permeabilitätsmessverfahren vorgestellt, das wie das Paulmann-Verfahren mit einem Injektionspacker arbeitet, jedoch ohne technische Einrichtungen zur Druckerzeugung und Gassammlung auskommt. Die für die Messung notwendige Druckdifferenz resultiert aus den klimatischen Veränderungen an den Bauwerken.

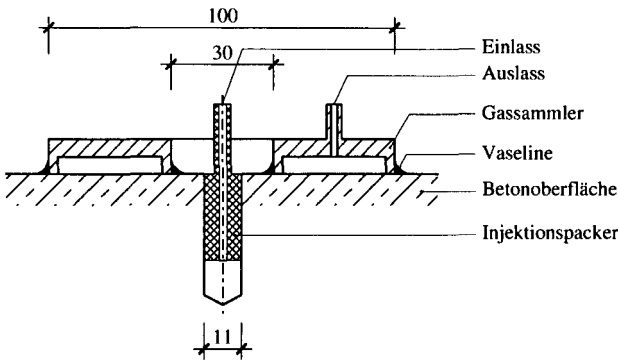


Abb. 2-11: Versuchseinrichtung zur Bestimmung der Permeation [63].

Durch atmosphärische Schwankungen und Temperaturveränderungen entsteht temporär ein Druckgefälle im Baustoff, welches zu Gastransport führt. Berechnungsgrundlage für das temporäre Druckgefälle ist das ideale Gasgesetz (2.29), wobei Luft vereinfachend als ideales Gas angenommen wird.

$$p \cdot V = n \cdot R \cdot T \tag{2.29}$$

- mit p Druck
- V Volumen
- n Stoffmenge [mol]
- R universelle Gaskonstante, $R = 8,31441 \text{ J/mol/K}$
- T Temperatur

Gemäß dem idealen Gasgesetz (2.29) verändert sich das Gasvolumen proportional zur Temperaturveränderung. Kühlt ein poröser Baustoff ab, nimmt das Volumen des im Porensystem befindlichen Gases ab und es entsteht ein gegenüber der Atmosphäre verringertes Innendruck. Das daraus entstehende Druckgefälle wird durch eine Gaspermeation ausgeglichen. Beispielsweise wird bei einem 30cm dicken Bauteil und einer Temperaturabnahme von 5 K eine Gasaustauschzone⁶ von ca. 5,5mm ausgebildet, bevor der Gasdruck im Porensystem dem atmosphärischen Gasdruck wieder entspricht. Wie im Kap. 4 noch gezeigt wird, können diese Gesetzmäßigkeiten für den Aufbau eines monitorfähigen Sensorsystems zur Überwachung der Permeabilität genutzt werden.

2.3.5. Selbstabdichtung von Beton

Die bisher aufgeführten Stofftransportmechanismen sind physikalisch weitgehend geklärt. Beim Beton gibt es jedoch Transportphänomene, die bisher nicht eindeutig zu

⁶ Bereich in dem Gas für den Druckausgleich von außen in den Körper eintritt.

beschreiben sind. So zeigen Beobachtungen von *Beddoe/Springenschmid* [4], dass in Abhängigkeit von der Bauteildicke die Wasseraufnahme nicht die erwartete Wurzel-Zeit-Abhängigkeit⁷ aufweist, sondern in Abhängigkeit von der Bauteildicke nach kurzer Zeit stoppt.

Ähnliche Beobachtungen machen *Holm/Krus/Künzel* [33], die aufzeigen, dass bei einer einseitig bewitterten Probe nach ca. 6 Monaten keine weitere Wasseraufnahme erfolgt, obwohl die Feuchtigkeit aus freier Bewitterung weiter ansteht. Diese Ergebnisse sind in Abb. 2-12 dargestellt.

Auch *Schießl/Krus/Rucker* [70] weisen in ihren Versuchen zur Wasser- und NaCl-Lösungsaufnahme ein vom Wurzel-Zeit-Gesetz abweichendes Verhalten nach.

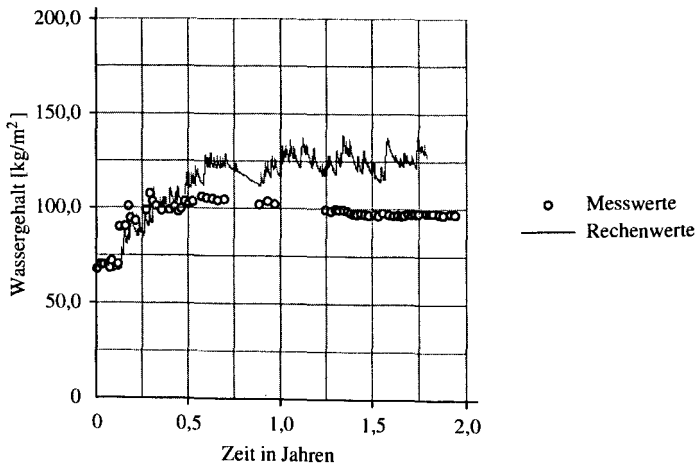


Abb. 2-12: Wassergehalte einer einseitig bewitterten Probe [33].

Dieses Verhalten wird in der Fachwelt mit der Selbstabdichtung des Betons begründet und mit unterschiedlichen Hypothesen erörtert. Diskutiert werden unter anderem das sog. Bingham'sche Verhalten⁸ der Porenflüssigkeit, der Verschluss des Porensystems durch Ablagerungen oder eine Verengung des Porensystems durch Quellen.

Holm [34] untersucht in seiner Dissertation die Hypothesen und favorisiert die der Verengung der Porensysteme. Eigene Untersuchungen zur Selbstabdichtung werden im Kap. 4 vorgestellt und diskutiert.

⁷ Die beobachtete Wasseraufnahme nimmt während der Beaufschlagungsdauer ab und verhält sich bei den meisten Stoffen, in Abhängigkeit von der Zeit, gemäß der Wurzel-Zeit-Funktion.

⁸ Bingham'sche-Flüssigkeiten haben im Gegensatz zu Newton'schen Flüssigkeiten eine Fließgrenze. Wird die antreibende Schubspannung kleiner als die Grenzscherubspannung verhalten sich Bingham'sche Flüssigkeiten wie ein elastischer Körper, erst oberhalb der Grenzscherubspannung wie eine Flüssigkeit.

2.4. Sensoren für die Gewinnung von Betonzustandsparametern

In diesem Abschnitt werden Sensoren und Sensorprinzipien vorgestellt, mit denen es bei geeigneter Applikation möglich ist, die Stofftransporte oder die Veränderung der Quantität einzelner Spezies im Baustoff zu erfassen.

Einige der im Folgenden vorgestellten Sensoren befinden sich in der Entwicklung, andere sind seit über einem Jahrzehnt etabliert. Die Aufstellung konzentriert sich auf monitoringfähige Sensoren und Sensorkonzepte, die im SFB 477 B9 zur Erfassung von Betonzustandsparametern für adaptive Prognoseberechnungen eingesetzt werden.

2.4.1. Eignungsvoraussetzung für Sensoren

Die Aufgabe aller Sensoren ist die Erfassung und Umwandlung von Befundinformationen in elektrische oder optische Signale. Die Informationen können physikalischer oder chemischer Natur sein. Das Funktionsprinzip und die Bauweise eines Sensors müssen an die vorgesehene Messaufgabe angepasst sein.

Voraussetzung für die Eignung eines Sensors im Bauteil ist, dass

- der Sensor im direkten oder indirekten Kontakt mit dem untersuchten Bauteil/Baustoff steht ohne dessen Eigenschaften bezüglich der gesuchten Information zu beeinflussen;
- der Kontakt zuverlässig, dauerhaft und reproduzierbar gegeben ist;
- die für die Installation oder Messung notwendigen Hilfsmittel den Baustoff im Erfassungsbereich des Sensors bezüglich der gesuchten Information nicht beeinflussen.

Weitere wichtige Eigenschaften eines Sensorsystems sind:

- ein schnelles Ansprechen auf die gesuchte Information für die Erfassung von dynamischen Eigenschaften, wie z.B. kapillare Wasseraufnahme;
- eine geringe Querbeflussung durch andere nicht gesuchte Informationen;
- eine gute Reproduzierbarkeit der umgewandelten Information;
- eine hohe Lebensdauer;
- die Möglichkeit mit den Sensoren kontinuierliche Messungen durchzuführen (Monitoring), um Schwankungen infolge klimatischer Zyklen auswerten zu können.

Für den Einsatz im Beton müssen Sensoren zudem:

- sehr robust gestaltet werden, um den mechanischen Beanspruchungen beim Einbringen des Betons zu widerstehen und

- alkalienresistent sein, um durch den hohen pH-Wert im Beton nicht zerstört zu werden.

2.4.2. Makroelement-Korrosionssensoren

Metalle haben in einem Elektrolyten, gegen eine Wasserstoffelektrode gemessen, ein Standardpotential, welches ein Maß dafür ist, wie leicht das Metall Elektronen abgibt. Sind zwei unterschiedliche Metalle oder Metalle eines unterschiedlichen Oxidationszustandes in einer elektrolytischen Lösung, bildet sich zwischen diesen Metallen ein messbares Potential aus. Die beschriebene Anordnung wird als Makro- oder Korrosionselement (siehe Abb. 2-13) bezeichnet.

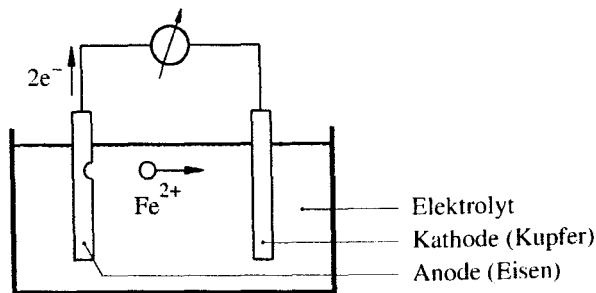


Abb. 2-13: Korrosionselement / Galvanisches Element.

Sobald die Metalle metallisch leitend miteinander verbunden werden, kommt es zum Stromfluss, mit der Folge, dass sich das Metall mit dem niedrigeren Potential auflöst. Das gemessene Potential ist abhängig von der Temperatur und der Elektrolytzusammensetzung und kann durch die Ausbildung einer Passivschicht erheblich verschoben werden. Die Verschiebung des Potentials durch Passivierung bzw. Depassivierung wird für die Korrosionsmessung ausgenutzt, indem das Potential eines Metalls mit einem hohen Standardpotential (Kathode) gegen einen im Beton eingebauten Stahl (Anode) gemessen wird. Im passivierten Zustand des Bewehrungsstahls besteht zwischen den Metallen nur eine geringe Potentialdifferenz. Wird die Passivschicht beim Stahl zum Beispiel durch Chloride zerstört, verschiebt sich das Potential. Die geänderte Potentialdifferenz ist messbar und als Korrosionssignal auswertbar.

Makroelement-Korrosionssensoren werden weltweit von verschiedenen Herstellern und im Eigenbau unterschiedlicher Bauform und mit unterschiedlichen Kathoden hergestellt. Für die Korrosionserkennung in Betonbauwerken sind diese Standardsensoren. Lokalelemente⁹ können mit diesen Sensoren nicht zuverlässig erkannt werden.

9 Örtlich begrenztes galvanisches Element, das sich bei feuchter Umgebung überall dort bildet, wo ein edles Metall mit einem unedlen zusammentrifft bzw. der gemeinsame Elektrolyt lokal Unterschiede erzeugt.

Bei der im Rahmen des SFB 477 verwendeten Anodenleiter [71] sind sechs Anoden (A1-A6) galvanisch getrennt, leitergleich an Holmen befestigt. Durch einen gegen die Betonoberfläche geneigten Einbau ist mit der Anodenleiter eine tiefengestaffelte Korrosionserkennung möglich. Die Abb. 2-14 zeigt den schematischen Aufbau der Anodenleiter und ein Auswertungsdiagramm mit der erwarteten zeitlichen Abfolge des Korrosionsbeginns bei einer von der Oberfläche ausgehenden Bauteilschädigung. Der Korrosionsbeginn ist der Zeitpunkt, an dem die Passivierungsschicht instabil wird, messtechnisch auswertbar durch die Veränderung des Potentials zwischen Anode und Kathode.

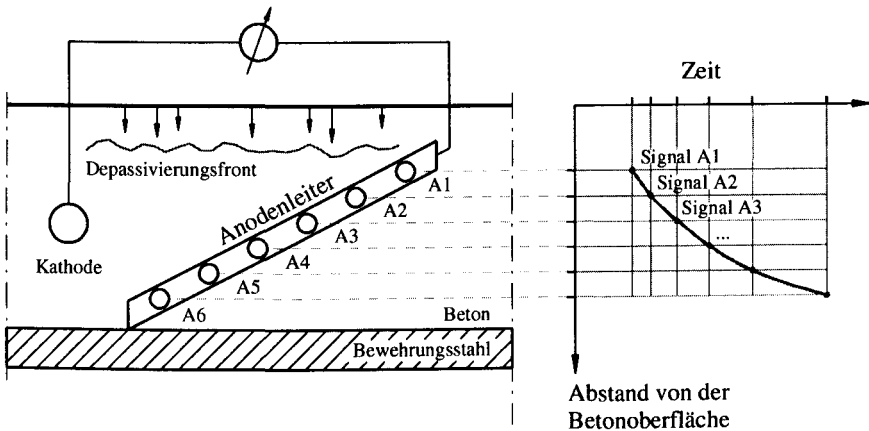


Abb. 2-14: Schematischer Aufbau eines Anodenleiter-Sensor [71].

Bei der Anodenleiter wird das Potential der einzelnen Anoden gegen einen mit Platinoxid beschichteten Titanstab gemessen. Außer dem Potential können bei diesem System auch die Stromstärke zur Kathode und die Impedanz zwischen zwei Anoden bestimmt werden. Der Zusammenhang zwischen dem Potential, der Impedanz und der Stromstärke ist im Ohm'schen Gesetz (2.30) beschrieben.

$$U = R \cdot I \quad (2.30)$$

mit U Spannung [V]
 R Widerstand [Ω]
 I Stromstärke [A]

Dabei ist zu berücksichtigen, dass die Impedanz in einem Elektrolyten von verschiedenen Faktoren abhängig ist. Es gilt: Je höher der Strom zwischen Anode und Kathode ist, umso größer ist die Korrosionsaktivität am Sensor und das Korrosionsrisiko an der Bewehrung. Details zur eingesetzten Messtechnik und die Untersuchungsergebnisse werden in Kap. 3.3.2 vorgestellt.

2.4.3. Leitfähigkeitssensoren

Die Leitfähigkeit ist die Fähigkeit eines Stoffes elektrischen Strom zu leiten. In Metallen werden die für den Stromfluss notwendigen Ladungen durch freie Elektronen weitergeleitet. In einer Lösung werden die Ladungen durch Ionen (z.B. OH^- , Cl^- , H^+) transportiert. Diese Ionen unterliegen in einem konstant polarisierten elektrischen Feld einem gerichteten Transport. Daraus folgt, dass der Stromfluss stoppt, sobald alle Ionen an ihrem Gegenpol angekommen sind. Diese Ladungstrennung bewirkt eine Polarisation der Elektroden. Da weder die Polarisation noch ein abnehmender Stromfluss bei der Messung der Leitfähigkeit erwünscht sind, werden Leitfähigkeitsmessungen mit Wechselstromfeldern durchgeführt, so dass die Ionen in der Lösung bleiben und stabile Messungen möglich sind. Im Idealfall wird die Messfrequenz¹⁰ der Leitfähigkeit der Lösung angepasst. Hier gilt der Zusammenhang, dass mit steigender Leitfähigkeit auch die Messfrequenz höher gewählt werden sollte, um den Einfluss des Polarisationswiderstandes gering zu halten. Bei einer geringen Leitfähigkeit der Lösung werden bei hohen Messfrequenzen die Messergebnisse durch die aus den Zuleitungen resultierenden Parallelkapazitäten stark beeinflusst. Daher ist bei geringen Leitfähigkeiten eine niedrige Messfrequenz notwendig. Die Messfrequenz der Wechselspannung für Messungen der elektrolytischen Leitfähigkeit im Beton sollte gemäß *Bürchler* [12] größer als 100Hz und kleiner als 100kHz sein.

Die Messung der Leitfähigkeit im Beton erfolgt durch tiefengestaffelte, je nach Sensortyp vor oder nach der Betonage eingebaute Elektroden in die Betonmatrix. Die Messung der Leitfähigkeit kann in definierten Zeitabständen im Rahmen eines Bauwerkmonitorings oder während einer Bauwerksinspektion durchgeführt werden. Das Ziel der Messung ist in der Regel die Beobachtung der Bauteilfeuchte infolge witterungsbedingter Einflüsse [69][77]. Da jedoch Fremdionen (wie z.B. Chloridionen) die Leitfähigkeit der Porenlösung beeinflussen, ist die Interpretation der gemessenen Impedanzen an Verkehrsbauwerken problematisch.

Die Leitfähigkeit einer Porenlösung ist abhängig von der Quantität und Art der in Lösung befindlichen Ionen sowie der Beweglichkeit der Ionen in der Lösung. Die Beweglichkeit der Ionen ist eine Funktion der Temperatur und der Viskosität der Lösung, die ebenfalls temperaturabhängig ist. Da sich in der Praxis die Temperaturabhängigkeiten nicht trennen lassen, verwendet man für die Temperaturkompensation die Arrheniusgleichung (2.31) nach *Schiegg* [69], mit einem experimentell ermittelten Temperaturkoeffizienten. Entsprechend der Gegebenheiten am Bauwerk ist der Temperaturkoeffizient in Abhängigkeit von der Messstelle und dem Messzeitpunkt zu bestimmen. In der Dissertation von *Schiegg* [69] wird ein Algorithmus zur automatischen Ermittlung des b_T -Wertes vorgestellt.

¹⁰ Die Anzahl der Polarisationswechsel pro Sekunde des für die Messung verwendeten Wechselstromfeldes.

$$\rho_T = \rho_0 \cdot \exp\left(b_T \cdot \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0}\right)\right) \quad (2.31)$$

- mit ρ_T temperaturkompensierter Beton- und Mörtelwiderstand bei T [Ωm]
 ρ_0 spezifischer Beton- und Mörtelwiderstand bei T_0 [Ωm]
 b_T Temperaturkoeffizient [K]
 T_0 Bezugsstemperatur [K]

Die gemessene Leitfähigkeit ist zudem abhängig von der Geometrie und der Anordnung der Elektroden. Zur Umrechnung des gemessenen absoluten Widerstandes in den spezifischen Widerstand wird eine Zellkonstante eingeführt, die in der Regel experimentell ermittelt wird (siehe *Ungricht* [77]). Dazu wird der Sensor in eine Elektrolytlösung mit bekannter Leitfähigkeit eingetaucht und auf die bekannte Messlösung skaliert. Eine Berechnung der temperaturabhängigen Zellkonstante ist in der Regel nur bei einfachen Geometrien möglich.

Im Rahmen des Sonderforschungsbereichs SFB 477 B9 wurde für die Impedanzmessung die Multiringelektrode (MRE) der Firma S&R Sensortec verwendet. Die MRE ist ein etablierter Sensor für Leitfähigkeitsmessungen im Beton und seit Jahren im praktischen Einsatz.

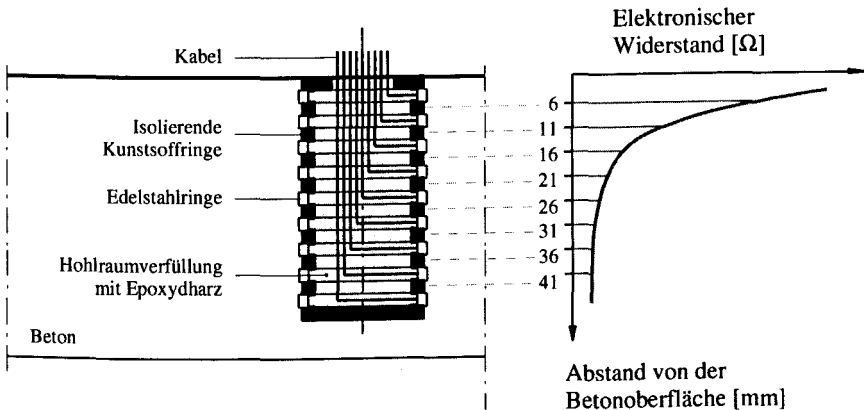


Abb. 2-15: Schematischer Aufbau einer Multiringelektrode [71].

Auf Details zum Einsatz der Multiringelektrode in diesem Projekt und zu den Ergebnissen der Untersuchungen wird im Kap. 3.3.1 näher eingegangen.

2.4.4. Mikrowellensensoren

In einem elektrischen Feld richten sich die in Lösung befindlichen Moleküle entsprechend ihrem Dipolmoment im Feld aus (Orientierungspolarisation) und die Ionen bewegen sich entsprechend ihrer Polarität entlang der Feldlinien (Atompolarisation). Eine Änderung der Polarität des Feldes hat zur Folge, dass sich die Moleküle erneut ausrichten und die Ionen die Bewegungsrichtung ändern. Diese und weitere stoffspezifische Polarisierungseffekte werden in der Dielektrizitätszahl zusammengefasst. Im oberen Frequenzbereich bestimmt die Quantität und Ausrichtung der Wassermoleküle (Orientierungspolarisation) die Dielektrizitätszahl. Im unteren Frequenzbereich bestimmt die durch Ionen bedingte Leitfähigkeit (Atompolarisation) die Dielektrizitätszahl. Bei Verwendung unterschiedlicher Frequenzen ist somit auch eine Ionendetektion möglich.

Die Bestimmung der Dielektrizitätszahl kann mittels Reflektions- oder Transmissionsmessung erfolgen. Zu diesem Zweck wird ein Hohlleiter in den Baustoff eingebaut, der die Mikrowellen an den Messpunkt weiterleitet und die reflektierte Welle empfängt (Reflektionsmessung). Mikrowellensensoren für den Einsatz in Beton wurden von *Jannsen* [35], *DGZfP* [17] entwickelt und bereits erprobt.

Die Abb. 2-16 zeigt den Aufbau eines Reflektionsmikrowellensensors für die Feuchtemessung. Gemessen wird die Dielektrizität im Referenzmaterial, das an den Zementstein angekoppelt ist und mit diesem im Feuchtegleichgewicht steht. Durch die Kalibrierung des Sensors bei definierter Feuchte ist unter Berücksichtigung der Sorptionsisotherme eine Aussage zum Feuchtegehalt des Zementsteins gegeben.

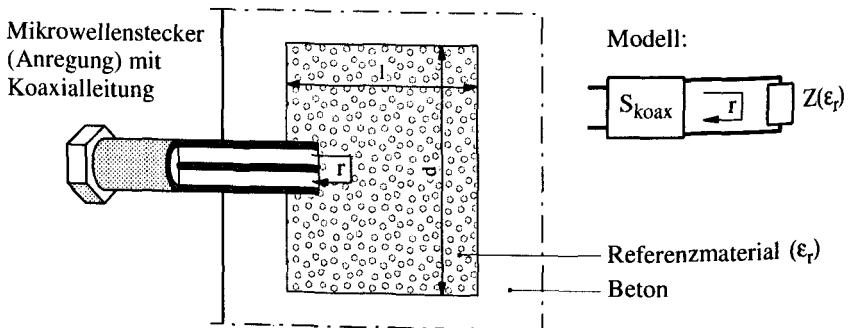


Abb. 2-16: Funktionsprinzip Mikrowellensensor [35].

Für die Messung verwendet *Jannsen* [35] den Frequenzbereich zwischen 30 KHz und 6 GHz. Entsprechende betongeeignete Sensoren wurden im Rahmen des SFB 477 entwickelt und sind in Laborversuchen erfolgreich getestet worden.

2.4.5. Ionensensitive Sensoren

Für eine differenzierte Überwachung eines chemischen Angriffs auf Beton ist es notwendig, Detailinformationen zu den Stofftransporten und den resultierenden Veränderungen der Spezies des betroffenen Bauteils zu bekommen. Mit dieser Zielrichtung werden weltweit ionenselektive Sensoren entwickelt und erprobt.

Im Folgenden werden einige Sensorkonzepte davon vorgestellt.

2.4.5.1. Elektroden zweiter Art / Potentiometrische Sensoren

Bei Elektroden der zweiten Art steht ein schwerlösliches Salz des Metallions im Lösungsgleichgewicht mit potentialbestimmenden Metallionen im anstehenden Elektrolyten.

Die in der Nernst'sche Gleichung (2.32) erscheinende Aktivität $a_{i,Ox}$ der Metallionen wird durch das entsprechende Löslichkeitsprodukt und die Aktivität der Anionen $a_{i,Red}$ des schwerlöslichen Salzes bestimmt.

$$E = E_0 + \frac{R \cdot T}{z \cdot F} \cdot \ln \left(\frac{\prod a_{i,Ox}}{\prod a_{i,Red}} \right) \quad (2.32)$$

wobei: $Red^{z-} \leftrightarrow Ox + z \cdot e^-$

mit	E	Redoxpotential bzw. gemessenes Potential [V]
	E_0	Standardpotential (25°C, 1-molare Lösungen) [V]
	R	universelle Gaskonstante
	T	absolute Temperatur [K]
	z	Zahl der bei der Reaktion übertragenen Elektronen
	F	Faradaykonstante, $F = 96485,33$ [1/mol]
	a_i	Ionenaktivität [mol/l] des Ions i
	Red	Reduktion
	Ox	Oxidation

Das resultierende elektrolytische Potential ist mit einem hochohmigen Spannungsmessgerät messbar. Die gemessene temperaturabhängige Spannung steht in einem über die Gleichung (2.32) berechenbaren Verhältnis zur Ionenkonzentration der angrenzenden Elektrolytlösung. Das gegen eine Referenzelektrode gemessene Potential der Elektrode zweiter Art ist die Messinformation, mit der auf den Ionengehalt geschlossen werden kann. Solche Sensoren werden daher auch als potentiometrische Sensoren bezeichnet. Im Idealfall sind Elektroden der zweiten Art ionenselektiv und zeigen keine Querbeeinflussung durch andere Ionen.

In der Praxis haben sich aber bisher nur wenige Metallionen-Kombinationen für die ionenselektive potentiometrische Messung bewährt. Eine Aufstellung zeigt die Tab. 2-1 gemäß *Gründler* [26]:

Tab. 2-1: Beispiele für Festkörpermembran-ISE

Probe	Membran	Störungen
F^-	LaF_3 - Einkristall	OH^-
$S^{2+}; Ag^+$	Ag_2S	Hg^{2+}
Cl^-	$AgCl + Ag_2S$	$Br^-, I^-, S^{2-}, CN^-, NH_3$
Br^-	$AgBr + Ag_2S$	I^-, S^{2-}, CN^-, NH_3
I^-	$AgI + Ag_2S$	S^{2-}, CN^-
SCN^-	$AgSCN + Ag_2S$	$Br^-, I^-, S^{2-}, CN^-, NH_3$
Cd^{2+}	$CdS + Ag_2S$	$Ag^{2+}, Hg^{2+}, Cu^{2+}$
Cu^{2+}	$CuS + Ag_2S$	Ag^{2+}, Hg^{2+}
Pb^{2+}	$PbS + Ag_2S$	$Ag^{2+}, Hg^{2+}, Cu^{2+}$

2.4.5.2. Potentiometrischer Chloridsensor

Wie aus Tab. 2-1 ersichtlich ist, eignet sich für die Analyse des Chloridgehaltes die Metall/Metallionen-Kombination Silber/Silberchlorid.

Für die Messung des Chloridgehaltes in der Porenlösung wurde an der ETH Zürich eine für den Einbau in Beton geeignete Silber/Silberchloridelektrode entwickelt (siehe Molina [47]) und bei Bauwerksuntersuchungen verwendet (Schiegg [69], Ungricht [77], Zimmermann [82]). Der Aufbau des Sensors ist in Abb. 2-17 dargestellt.

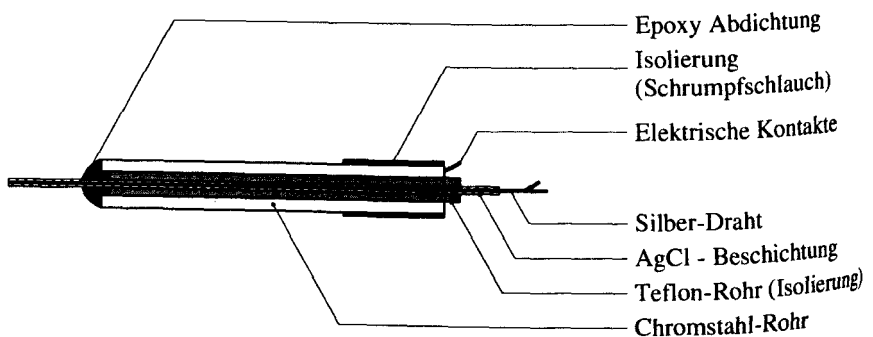


Abb. 2-17: Aufbau eines kombinierten Chlorid- und Widerstandssensors [69].

Als Referenz für die Potentialmessung wird die sog. MnO_2 - Elektrode herangezogen.

2.4.6. Faseroptische Sensoren

Einige Stoffeigenschaften lassen sich vorteilhaft mit Licht analysieren. Im einfachsten Fall wird ein teiltransparenter Körper in den Lichtstrahl zwischen einem Photosensor und einer definierten Lichtquelle gestellt. Die durch diesen Körper verursachte Dämpfung des Lichtstrahls wird mittels Photosensor aufgenommen. Dabei ist die Verringerung der gemessenen Lichtintensität ein reproduzierbares Maß für die Transparenz des durchleuchteten Körpers.

Da ein solcher Versuchsaufbau nur bedingt portabel ist, wird bei modernen Sensoren auf Lichtwellenleiterfasern zurückgegriffen. Mit dieser Technik ist es möglich, den sensitiven Bereich von der Lichtquelle und der Auswertungseinheit entfernt anzuordnen. Ein Beispiel für den Aufbau eines faseroptischen Elementarsensors ist in Abb. 2-18 dargestellt:

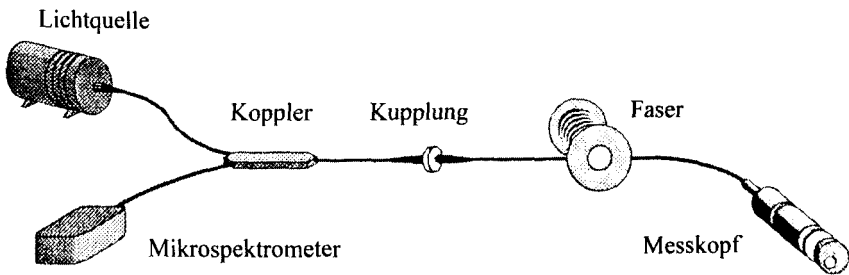


Abb. 2-18: Aufbau eines faseroptischen Elementarsensors [79].

In vielen Fällen lässt sich die gesuchte Eigenschaft des untersuchten Körpers nur mit Hilfe eines chemischen Rezeptors messen. Dafür ist es notwendig, dass der chemische Rezeptor mit der gesuchten chemischen Eigenschaft¹¹ des Baustoffes im direkten Kontakt steht. Der chemische Rezeptor reagiert unter Bildung eines optisch wirksamen Produktes mit der gesuchten chemischen Eigenschaft des Analyten. Die veränderte optische Eigenschaft (z.B. Farbe oder Transparenz) des im Lichtweg befindlichen chemischen Rezeptors wird spektroskopisch¹² ausgewertet und steht in einer bekannten Korrelation mit der gesuchten Information. In Abhängigkeit des chemischen Rezeptors

¹¹ Wenn z.B. die gesuchte chemische Eigenschaft der Chloridgehalt in der Porenlösung des Zementsteins ist, muss die Porenlösung in ausreichender Quantität am Rezeptor anliegen. Es muss gewährleistet sein, dass die Quantität der vorhandenen Chloridionen ausreicht, um die chemische Reaktion im Rezeptor zu bewirken, ohne den Chloridgehalt in der Porenlösung abzusinken.

¹² Bei der spektroskopischen Analyse wird mit Hilfe eines Spektrometers ein Lichtspektrum (Intensität des absorbierten oder ausgestrahlten Lichts in Abhängigkeit von der Wellenlänge) gemessen und ausgewertet.

sind ionenselektive Sensoren möglich und wurden für viele Anwendungsbereiche umgesetzt.

Im Rahmen des SFB 477 Teilprojekt C1a wurden faseroptische, ionenselektive Sensoren für den Einsatz im Beton entwickelt und getestet. Grundlage hierfür sind die in der Dissertation von *Wiese* [79] vorgestellten ionenselektiven Sensoren, die für den Einsatz im Beton entwickelt wurden und bereits erfolgreich getestet wurden.

2.4.7. Allgemeines zur Messtechnik

In den vorangegangenen Abschnitten wurden Sensorprinzipien und Sensoren vorgestellt, die Informationen über Eigenschaften eines Baustoffs erfassen. Die Verarbeitung, Speicherung und Weiterleitung der Sensorinformationen übernimmt die Messtechnik. Sie kann im Sensor integriert sein oder mit diesem über Leitungen in Verbindung stehen.

Die Messtechnik muss an die verwendeten Sensoren und an die Messaufgabe angepasst sein. Bei den Messaufgaben ist zwischen Einzelmessungen, die zum Beispiel im Rahmen einer Inspektion durchgeführt werden, und einer Dauerüberwachung zu unterscheiden. Werden Einzelmessungen im Zuge einer Inspektion durchgeführt, genügt es, wenn der Sensor zum Messzeitpunkt für das Messgerät zugänglich ist. Der gemessene Wert stellt eine Sensorinformation dar, die der zum Messzeitpunkt erfassten Eigenschaft entspricht. Die Einzelmessung ist bei irreversiblen gerichteten Veränderungen der gesuchten Baustoffeigenschaft für die Beurteilung der Eigenschaft ausreichend. Ein Beispiel für eine langsam veränderliche Eigenschaft ist der Anstieg des Chloridgehaltes in einer tiefliegenden Betonschicht.

Bei schnell wechselnden Baustoffeigenschaften, z.B. der Oberflächenfeuchte eines frei bewitterten Bauteils, ist es notwendig, eine der Dynamik des Prozesses bezüglich der Messfrequenz angepasste Dauerüberwachung durchzuführen. Eine Dauerüberwachung ist dadurch gekennzeichnet, dass die gesuchte Eigenschaft mittels fest applizierter Sensoren kontinuierlich, entsprechend der gewählten Messfrequenz, überwacht wird. Sofern es für die Auswertung der Messwerte notwendig ist, müssen bei einem automatischen Überwachungssystem zusätzlich alle Einflussgrößen, wie z.B. Wind, Niederschlag oder Temperatur erfasst werden. Da bei Dauerüberwachung große Datenmengen anfallen, ist bei dem Entwurf einer automatischen Dauerüberwachungsanlage die Möglichkeit der Datenreduktion mit Hilfe von statistischen Verfahren oder durch eine ereignisorientierte Datenaufzeichnung zu prüfen. Zudem ist darauf zu achten, dass die Sensoren, die Verbindungselemente und die Messsysteme auf die zu erwartenden klimatischen und mechanischen Beanspruchungen ausgelegt sind oder vor diesen geschützt werden. Bei sicherheitsrelevanten Anwendungen ist die Anlage redundant zu installieren. Je nach Messaufgabe ist auch die Verwendung einer Datenfernübertragung zu erwägen. Die Abb. 2-19 zeigt schematisch den Aufbau einer Messkette.

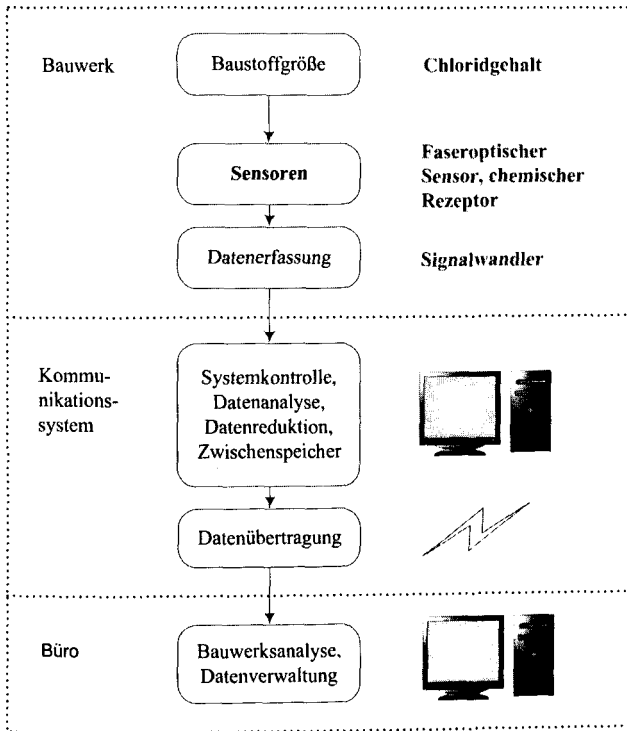


Abb. 2-19: Beispielhafter Aufbau einer Messkette [17].

Weitere Informationen zum Aufbau von Messsystemen sind u.a. in der Richtlinie der DGZfP [17] nachzulesen. Im Rahmen dieser Arbeit wurden Einzelmessungen und automatische Dauerüberwachungen mit und ohne Datenfernübertragung verwendet.

3. Ermittlung adaptiver Eingangsparameter

Die adaptive Prognoseberechnung mit TRANSREAC benötigt für programminterne Vergleiche zeitbezogene Bauteilzustandsinformationen als Eingangsparameter. Die Ermittlung der Eingangsparameter kann durch manuelle Prüfung am Bauteil, Probenentnahme aus dem Bauteil und Laborprüfung oder durch Sensoren im Bauteil erfolgen. Im Idealfall erfolgt die Überwachung mittels geeigneter Sensoren, die eine gesuchte Eigenschaft im Beton erfassen und auswerten.

Derzeit werden weltweit nur wenige kommerzielle Sensorsysteme für den Einsatz im Beton angeboten. Die meisten der angebotenen Sensoren sind Korrosionssensoren (Kap. 2.4.2) und Leitfähigkeitssensoren (Kap. 2.4.3). Ionenselektive Sensoren werden derzeit nur für Chlorid in Form von potentiometrischen Sensoren (Kap. 2.4.5.1) angeboten. Viele, für die Beurteilung der Dauerhaftigkeit notwendigen Eigenschaften von Betonbauwerken können mit den kommerziell verfügbaren Sensoren derzeit nicht gemessen werden oder es liegen keine Informationen zur Dateninterpretation der gemessenen Signale vor.

In dieser Arbeit wurden Untersuchungen zum Sensoreinbau und zur automatischen Gewinnung von Baustoffeigenschaften an Betonversuchsbauwerken durchgeführt. Verwendet wurden die im Kap. 2.4 dargestellten etablierten Sensorsysteme mit der vom Hersteller gelieferten Messtechnik und die im Rahmen des SFB 477 Teilprojekt C1 entwickelten Mikrowellensensoren und faseroptische Sensoren. Die verwendeten Sensoren wurden bauartbedingt vor der Betonage appliziert.

Für die Interpretation der aufgezeichneten Sensorsignale und als ergänzende Bauteilzustandsinformationen wurden aus den Betonversuchsbauwerken Proben entnommen und mit laboranalytischen Methoden untersucht.

3.1. Verwendete Versuchsbauwerke

Für die Untersuchungen wurden drei Stahlbetonbauwerke mit den Abmessungen 1,50·2,20·0,23 m erstellt. Sie unterscheiden sich in der Betonrezeptur bezüglich Zementgehalt, Wasser-/Bindemittelgehalt und Größtkorn der verwendeten Gesteinskörnung. Die Konstruktion und das statische System der Versuchsbauwerke (VB) sind in der Abb. 3-1 dargestellt. Die in der Abbildung dargestellte Vorspanneinrichtung wurde nur beim VB 1 und VB 2 verwendet, die mittels der externen Spannglieder bis in den Zustand II vorgespannt wurden. Um möglichst realitätsnahe Schädigungsbedingungen zu erreichen, wurden die VB im Außenbereich bei freier klimatischer Beanspruchung aufgestellt. Die örtliche Situation wird in der Abb. 3-2 gezeigt.

An den Bauwerken wurden jeweils vier Pumpensysteme zur Flüssigkeitsbeaufschlagung abgegrenzter Bereiche montiert. Durch die Konstruktion der Beaufschlagungseinrich-

tung wurde gewährleistet, dass die Beaufschlagungsflüssigkeit kontinuierlich über die Betonoberfläche geflossen ist. Die Beaufschlagung erfolgte mit Beton bzw. Stahl schädigenden Flüssigkeiten. Folgende Flüssigkeiten wurden verwendet:

- Essigsäure Pufferlösung (8,023 g Natriumacetat und 60,05 g konz. Essigsäure in 1 Liter H_2O entionisiert). Diese Beaufschlagung verursacht einen stark lösenden Angriff (siehe Kap. 2.1.2)
- Konzentrierte $NaCl$ -Lösung (360 g $NaCl$ / 1 Liter H_2O entionisiert). Die Beaufschlagung verursacht Bewehrungskorrosion (siehe Kap. 2.1.4)
- Natriumsulfatlösung (3 g/l SO_4^{2-} VB 1 / 30 g/l SO_4^{2-} VB 1 und VB 2). Die Beaufschlagung verursacht eine Treibreaktion.
- Ammoniumnitratlösung (0,3 g/l NH_4^+ VB 1 / 3 g/l NH_4^+ VB 1 und VB 2) . Die Beaufschlagung verursacht einen lösenden Angriff.

Ein weiterer Untersuchungsbereich ist der frei bewitterte Bereich der VB mit klimatischer Beanspruchung und dem natürlichen CO_2 -Angriff aus der Atmosphäre.

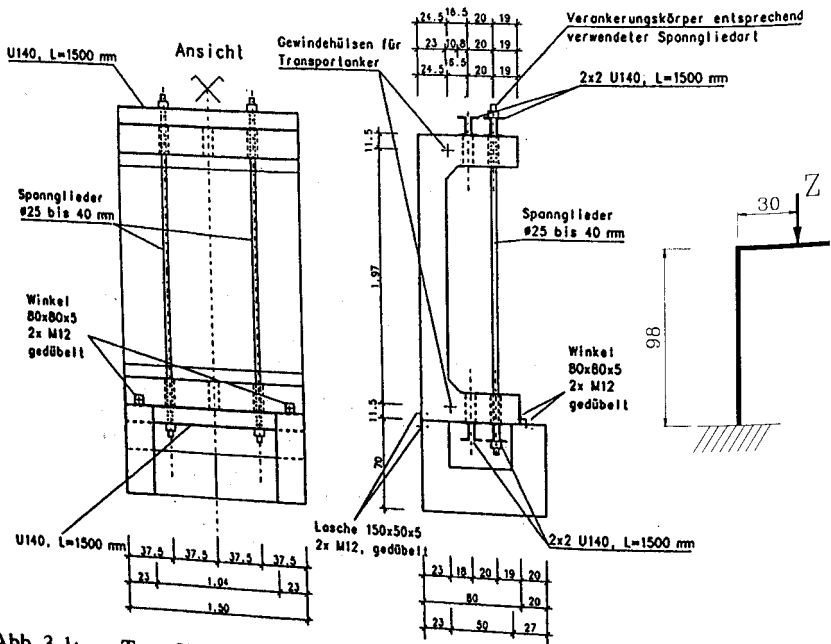


Abb. 3-1: Typ „Hohes C“ [10] - Konstruktion, Abmessungen und statisches System der Versuchsbauwerke.

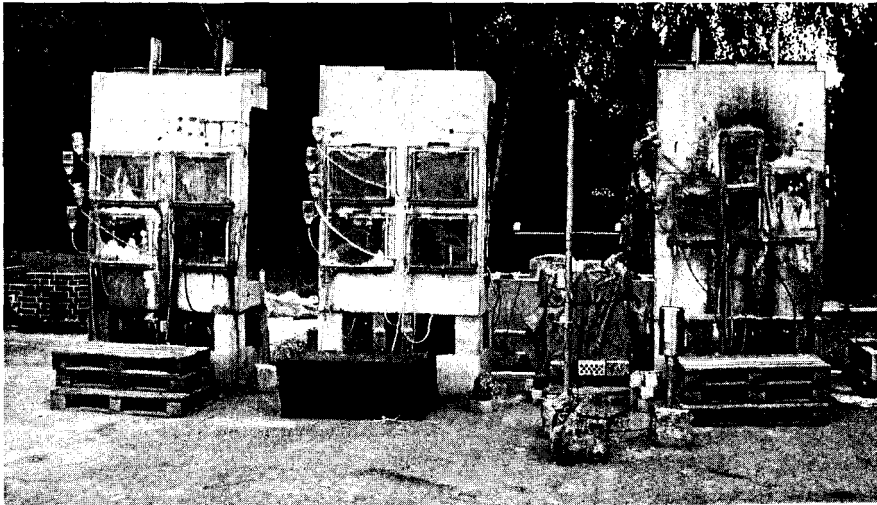


Abb. 3-2: Örtliche Situation der Versuchsbauwerke.

Die Überwachung der Betonkorrosion mit Sensoren erfolgte bei diesen Untersuchungen unter Verwendung der Multiringelektroden und Anodenleitern der Firma S&R Sencortec, sowie der neuartigen experimentellen Chemo- und Mikrowellensensoren, die im Rahmen des SFB477 Teilprojekt C1 entwickelt wurden. Details zu den VB, der Sensorbestückung der Bauwerke, den schädigenden Flüssigkeiten und den durchgeführten Begleituntersuchungen sind in tabellarischer Form im Anhang in Tab. A-1 aufgeführt.

Weitere Untersuchungen zur Betonkorrosion wurden in Grundwasser mit kalklösender Kohlensäure der Expositionsklasse XA2-XA3 (gem. *DIN EN 206-1* [55] bzw. *DIN 1045-2* [50]) durchgeführt. Für die Untersuchungen wurden je drei Versuchskörper mit den Abmessungen 20-20-10 cm pro Betonrezeptur betoniert. Die Rezepturen unterscheiden sich im Zementgehalt, w/b -Wert, und in der verwendeten Sieblinie (siehe Tab. A-3). Die Versuchskörper wurden 14 Tage nach der Betonage in eine Baugrube unterhalb des natürlichen Grundwasserspiegels eingebracht.

Bei diesen Untersuchungen erfolgte die sensortechnische Überwachung der Betonkorrosion unter Verwendung der Multiringelektroden. Für die Erfassung der Messdaten wurde das vom Hersteller der MRE gelieferte automatische Messsystem verwendet. Die Steuerung des Messsystems, die Datenspeicherung und die Datenkomprimierung erfolgten per Computer. Einmal am Tag wurden die Daten per Funkmodem, das sich automatisch ins Internet einwählt, als E-Mail mit Anhang übertragen. Dieses Vorgehen ermöglichte die Überwachung des Messsystems mit minimalem, personellem Aufwand.

Der Aufbau des Messsystems entspricht der Darstellung Abb. 2-19 im Kap. 2.4.7.

3.2. Aufzeichnung des Mikroklimas

Am Standort der Versuchsbauwerke wurde das Mikroklima mit einer Messstation TYP TDL 14 der Fa. Thies Klima aufgezeichnet.

Erfasst wurden folgende Parameter:

- Temperatur,
- Niederschlagsmenge,
- relative Luftfeuchte,
- Sonnenstrahlungsintensität und –dauer,
- Windgeschwindigkeit,
- Windrichtung.

Zusätzlich wurden auf der Oberfläche der VB die Tauwasserbildung und die Schlagregeneignisse erfasst. Die Taupunktmessung erfolgte mit dem resistiven Betauungssensor SHS A3 der Fa. Hygrotec, der mit einem temperaturleitfähigen Klebstoff auf der Bauteiloberfläche, geschützt vor Schlagregen und Sonneneinstrahlung, appliziert wurde. Die Datenaufzeichnung erfolgte mit dem HYDRA Datenlogger Typ. 2625A der Fa. Fluke.

Die Schlagregeneignisse wurden mit Hilfe eines Regensors registriert, welcher am VB parallel zur Beaufschlagungsfläche montiert wurde. Die Aufzeichnung des Mikroklimas ist eine unabdingbare Voraussetzung für eine ereignisorientierte Sensordateninterpretation, wie z.B. die Wasseraufnahme im Bauteil nach einem Schlagregeneignis. Bei der Verwendung von Daten einer entfernten Klimastation kommt es leicht zu Fehlinterpretationen der Sensordaten, da z.B. Regeneignisse örtlich begrenzte Klimaereignisse sein können.

Des Weiteren wird das Mikroklima in den Simulationsberechnungen berücksichtigt, da die klimatischen Bedingungen die Transportprozesse im Bauteil wesentlich mitbestimmen. Für die Übernahme der Klimadaten wurde im Rahmen dieser Arbeit ein Makrogramm komfortabel und Mittelung der Klimadaten für das Simulationsprogramm ermöglicht. Die Aufbereitung der Klimadaten wird im Kap. 5.3.3 kurz vorgestellt.

3.3. Automatische Gewinnung der adaptiven Eingangsdaten

Automatisch gewinnbare Bauteilinformationen sind die mit Sensoren erfassbaren. Für die sensorische Erfassung adaptiv relevanter Bauteileigenschaften wurden in die Versuchsbauwerke verschiedene Sensoren eingebaut, während der Untersuchungsdauer Daten erfasst und ausgewertet. Einige Ergebnisse werden im Folgenden dargestellt.

3.3.1. Einsatz und Messergebnisse der Multiringelektroden (MRE)

Die Multiringelektroden der Fa. Sontotec (siehe 2.4.3) wurden in den beaufschlagten Feldern mit dem Ziel eingebaut, anhand der tiefengestaffelten Leitfähigkeitsmessung eine Information über die Veränderung des Porensystems oder die Ionenzusammensetzung der Porenflüssigkeit zu erhalten. Die gemessenen Daten wurden mit der Gleichung (2.31) temperaturkompensiert. Analog dem Vorgehen von Schiegg [69] wurde für die Temperaturkompensation der Temperaturkoeffizient automatisch bestimmt und als zusätzliche eigenschaftsabhängige Größe ausgewertet. Denn der Temperaturkoeffizient wird stark von der Ionenzusammensetzung in der Porenlösung beeinflusst.

Gut korrelierbare Ergebnisse konnten mit der MRE in den mit essigsaurer Pufferlösung beaufschlagten Feldern der VB 1, VB 2 und VB 3 gemessen werden. In diesen Feldern zeigte die gemessene Leitfähigkeit eine signifikante Verringerung der Impedanz (siehe Abb. 3-3), die mit dem zeitlichen Verlauf der manuell messbaren Korrosionstiefe korreliert.

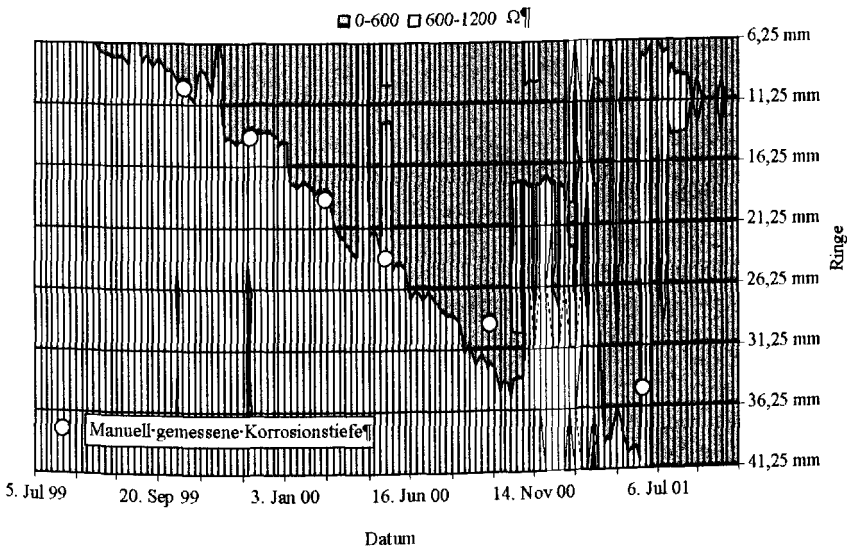


Abb. 3-3: Im VB 1 mit der Multiringelektrode gemessene Impedanzen im Essigsäurefeld.

Die Abb. 3-3 zeigt beispielhaft den am VB 1 gemessenen Impedanzabfall an der Korrosionsfront im Säurefeld. Dargestellt ist der zeitliche Verlauf der Impedanzunterschreitung des signifikanten Schwellwertes, der in diesem Fall 600 Ohm beträgt.

Der helle Bereich nach dem 14. November 2000 resultiert aus einer Unterbrechung der Beaufschlagung, in deren Folge die Impedanz durch Feuchtigkeitsabnahme ansteigt. Die

manuell gemessenen Korrosionstiefen (siehe Kap. 3.4.2.2) wurden als Vergleichsgröße im Diagramm als weiße Punkte eingetragen.

In den anderen Beaufschlagungsbereichen ist eine Korrelation der gemessenen MRE-Daten mit manuellen Bauwerksuntersuchungen nicht vorhanden. Zur Funktionsprüfung der MRE wurde im frei bewitterten Bereich ein Beregnungsversuch durchgeführt, bei dem die Betonoberfläche über zwei Stunden einer konstanten Schlagregenbelastung ausgesetzt wurde. Die gemessenen Leitfähigkeiten in Abhängigkeit der künstlichen und der klimatischen Ereignisse wiesen Inplausibilitäten auf, die weitere Untersuchungen zum Wasseraufnahmeverhalten im Verbundbereich MRE/Zementstein erforderlich machten. Für diese Untersuchungen wurden zusätzliche, mit je einer Multiringelektrode bestückte Versuchskörper erstellt und wie folgt getestet:

Wasseraufnahme über der MRE und an der freien Betonoberfläche

Für die Überprüfung der Wasseraufnahme wurde der Karsten-Test verwendet. Der Karsten-Test ist ein nicht genormtes Verfahren zur Beurteilung der Wasseraufnahme eines Baustoffes. Für die Untersuchung wird ein Glaszylinder mit Messkapillare mittels Kitt an der Bauteiloberfläche befestigt und mit Wasser befüllt. Die aufgenommene Wassermenge wird in definierten Zeitschritten protokolliert und anschließend ausgewertet. Die Versuchsdurchführung ist zerstörungsfrei und kann mit zeitlichem Abstand mehrfach wiederholt werden.

Für die vergleichende Überprüfung der Wasseraufnahme wurde ein Karsten-Röhrchen zentrisch über einer MRE und ein weiteres auf der freien Betonoberfläche befestigt. Aufgrund der Abmessungen der Glaszylinder verbleibt um die MRE nur ein kleiner benetzbarer Betonbereich. Die Abb. 3-4 zeigt die an der Versuchsfläche befestigten Karsten-Röhrchen während einer zeitgleichen Versuchsdurchführung. Beim linken Karstenröhrchen ist die MRE (weiße Fläche mit Mittelpunkt) zu sehen.

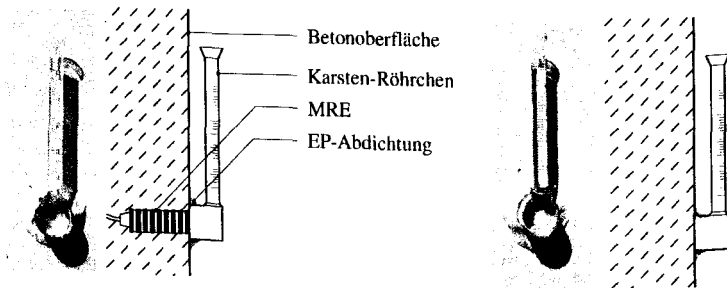


Abb. 3-4: Wasseraufnahmetest nach Karsten: Die links im Bild gezeigte Testvorrichtung wurde zentrisch über der MRE angebracht, rechts die zum Vergleich auf der freien Betonfläche installierte Testvorrichtung.

Die Untersuchung ergab, dass die aufgenommene Wassermenge über der MRE gleich oder größer ist, als die zeitgleich ermittelte Wasseraufnahme an der ungestörten Betonfläche des Versuchskörpers. Die Abb. 3-5 zeigt den typischen Verlauf der mit dem Karsten-Versuch ermittelten, aufgenommenen Wassermenge bei einer zeitgleichen Messung über der MRE und einer Betonfläche im selben Bauteilabschnitt.

Da die Ergebnisse darauf hindeuteten, dass sich um die MRE ein Spalt ausbildet, wurden in Anlehnung an die *DIN EN 12390-8* [58] an Versuchskörpern mit eingebauter MRE weitere Untersuchungen durchgeführt.

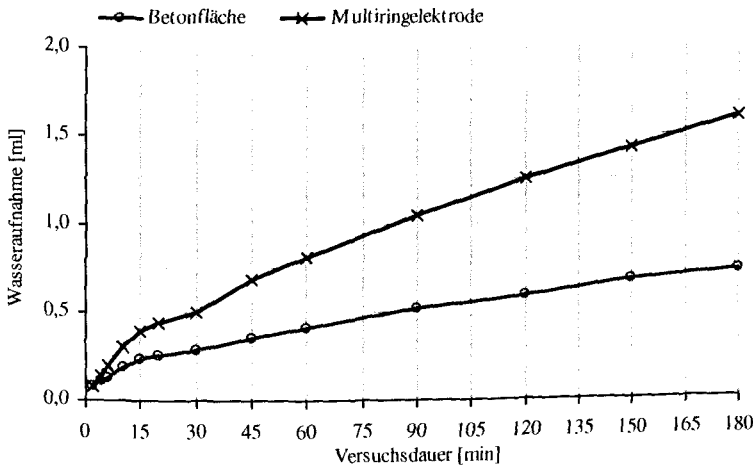


Abb. 3-5: Aufgenommene Wassermenge beim Wasseraufnahmeversuch nach Karsten (frei bewitterte Betonoberfläche).

Messung der Wassereindringtiefe unter Druckbeaufschlagung in Anlehnung an die *DIN EN 12390-8* [58]

Bei dem Versuch zur Beurteilung der Wassereindringtiefe wird über drei Tage einseitig Wasser mit einem Druck von 5 kPa aufgebracht. Nach dem Spalten des Versuchskörpers zeichnet sich in der Bruchfläche ein Wassereindringhorizont ab, der ein Maß für die Wasserdurchlässigkeit des Betons ist. Die Versuchsanordnung ist in Abb. 3-6 dargestellt.

Vor Versuchsbeginn wurde auf der Betonoberfläche der wasserlösliche Farbstoff Eosin¹³ aufgetragen, der zur Kennzeichnung von Rissen und Wasserdurchtrittsstellen im Baubereich verwendet wird. Die Auswertung des Versuchs zeigt eine erheblich vergrößerte Wassereindringtiefe entlang der eingebauten Multiringelektrode. Das Wasser

¹³ Grundlegende Informationen zum Farbstoff Eosin sind im Anhang A.3.1 aufgeführt.

dringt dabei bis zum Messkabel vor und wird an diesem weitergeleitet. Der auf die Oberfläche aufgetragene Farbstoff wird mit dem eindringenden Wasser huckepack transportiert und verteilt sich nur im unmittelbaren Kontaktbereich der MRE mit der Betonmatrix.

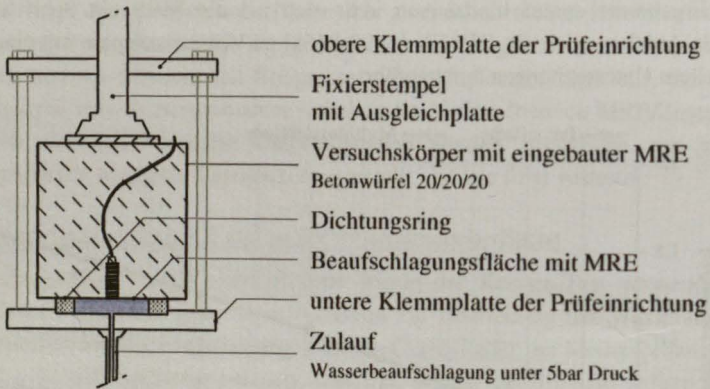


Abb. 3-6: Prüfeinrichtung nach *DIN EN 12390-8* [58] zur Messung der Wassereindringtiefe.

Die Abb. 3-7 zeigt Aufnahmen der Versuchskörper unmittelbar nach dem Spalten. In der linken Abbildung ist die MRE im Beton eingebettet. Zu sehen sind der Farbsaum an der MRE und die Wassereindringfront des Betons. Zur Verdeutlichung des Wassereindringhorizonts wurde die Grenze mit einem roten Stift nachgezeichnet. In der rechten Abbildung wurde die MRE aus dem Beton entfernt. Es ist gut zu erkennen, dass der Farbstoff *Eosin* sich ausschließlich in der Kontaktzone Beton/MRE verteilt hat. Die Kontraste wurden mittels Bildbearbeitung verstärkt.



Abb. 3-7: Wassereindringprofil und Farbverteilung im Bereich der MRE nach Druckwasserbeaufschlagung analog der *DIN EN 12390-8* [58].

Farbverteilung des wasserlöslichen Farbstoffs Eosin

Um die Frage zu klären, ob auch unter praxisnahen Bedingungen, also bei kapillarer Wasseraufnahme, *Eosin* in den Verbundbereich MRE/Beton eindringt, wurde ein Versuchskörper mit wässriger *Eosin*-Lösung beaufschlagt. Die Beaufschlagung erfolgte bei einer geringen Wasseraufstandhöhe von 2 cm während einer Beaufschlagungsdauer von 7 Tagen.



Abb. 3-8: Wassereindringprofil und Farbverteilung im Bereich der MRE nach druckfreier Wasserbeaufschlagung.

Wie in der Abbildung Abb. 3-8 zu erkennen ist, dringt der Farbstoff *Eosin* auch bei dieser Beanspruchung in den Kabelweg vor (rote Schattierung). Die vorderen Ringe der MRE sind ebenfalls rot eingefärbt. Eine Verfärbung des Zementsteins ist nicht zu erkennen. Versuchsbedingt zeichnet sich keine Wassereindringfront im Beton ab. Die Kontraste wurden mittels Bildbearbeitung verstärkt.

Auch dieser Versuch belegt, dass sich der Wassertransport im Verbundbereich MRE/Zementstein vom Wassertransport in der ungestörten Betonmatrix unterscheidet.

3.3.2. Einsatz und Messergebnisse der Anodenleitern

Die Anodenleitern der Fa. Sencotec (siehe Abb. 2-14) wurde in den Versuchsbauwerken mit dem Ziel eingebaut, den Zeitpunkt der Depassivierung von Betonstahl in Abhängigkeit der Einbautiefe zu detektieren und die Zeitpunkte der Depassivierung für die adaptive Simulation zu nutzen.

Eine Depassivierung der Anoden erfolgt gemäß Herstellerangaben, sobald die gemessene Spannung zwischen Anode und Kathode -150 mV unterschreitet. Diese Spannung wird vom Hersteller als Alarmschwelle bezeichnet. Die Ursache der Depassivierung kann aus dem Messsignal nicht ermittelt werden. Voraussetzung für die Interpretation des Depassivierungsmesssignals ist daher die Kenntnis der lokalen Situation und des vorliegenden chemischen Angriffs am Einbauort des Sensors. Die Zuordnung des Messsignals zu einer gesuchten Eigenschaft, wie z.B. dem Chloridgehalt, kann durch begleitende analytische Untersuchungen erreicht werden. Im VB 1 und VB 2 erfolgte die Messung mit dem empfohlenen Messgerät Typ „CANIN-LTM-Instrument“ mit

durchschnittlich zwei Messungen pro Woche. Für das VB 3 wurde ein computergesteuertes, speziell für die Anodenleitern ausgelegtes, automatisches Messsystem verwendet.

3.3.2.1. Frei bewitterte Untersuchungsbereiche

In den frei bewitterten Bereichen der Versuchsbauwerke konnte nur im VB 2 eine Depassivierung gemessen werden. Hier depassivierte die der Oberfläche nächste Anode A1 (Betondeckung ca. 1,2cm) nach ca. 5 Monaten. Die Karbonatisierungstiefe war zu diesem Zeitpunkt noch Null. Nach 12 Monaten freier Bewitterung wurde eine Depassivierung in einer Tiefe von ca. 3,75cm an der Anode A4 nachgewiesen. Die Karbonatisierungstiefe betrug zu diesem Zeitpunkt ca. 2mm.

3.3.2.2. Beaufschlagungsfelder mit essigsaurer Pufferlösung

In den mit essigsaurer Pufferlösung beaufschlagten Feldern depassivierten die Anoden wie folgt: Im VB 1 wurde keine Anodenleiter appliziert. Im VB 2 depassivierten die Anoden A1-A6 innerhalb von 10 Monaten. Zum Zeitpunkt der Depassivierung betrug die Betonüberdeckung der Anode A6 ca. 4cm (siehe Abb. 3-18). Im nicht vorgespannten VB 3 depassivierten die Anoden A1-A4 im säurebeaufschlagten Feld innerhalb von 15 Monaten. Die Betonüberdeckung der Anode A4 betrug zum Zeitpunkt der Depassivierung ca. 2cm (siehe Abb. 3-19). Die Anoden A5 und A6 sind im Beobachtungszeitraum von 24 Monaten nicht depassiviert.

3.3.2.3. Beaufschlagungsfelder mit Natriumsulfatlösung

In dem mit Natriumsulfatlösung beaufschlagten Feld des VB 1 depassivierten alle Anoden unmittelbar nach dem Beginn der Beaufschlagung. Im VB 3 wurde im Beobachtungszeitraum von 24 Monaten keine Depassivierung gemessen. Im VB 2 war keine Anodenleiter appliziert worden.

3.3.2.4. Beaufschlagungsfelder mit Ammoniumnitratlösung

In den mit Ammoniumnitratlösung beaufschlagten Feldern ist nur im VB 3 eine Anodenleiter appliziert worden. Im Beobachtungszeitraum von 24 Monaten wurde in diesem Feld keine Depassivierung gemessen.

3.3.2.5. Beaufschlagungsfelder mit gesättigter Natriumchloridlösung

Die Abb. 3-9 zeigt die gemessene Potentialdifferenz zwischen den Anoden und der Kathode infolge des Chloridangriffs im VB 1. Zur besseren Erkennbarkeit sind in der Abbildung, entsprechend der Alarmschwelle, nur zwei Spannungsbereiche aufgetragen. Die Alarmschwelle kann durch klimatische oder versuchsbedingte Einflüsse (Unterbrechung der Beaufschlagung) temporär wieder unterschritten werden. Für die adaptive Simulationsberechnung (siehe Kap. 5) wurde das erstmalige, eindeutige Überschreiten

der Alarmschwelle als zeitbezogenes Schädigungssignal verwendet. Die Depassivierung der Anode A6 im chloridbeanspruchten Feld des VB 1 mit einer Betonüberdeckung von ca. 5 cm erfolgte innerhalb von 22 Monaten.

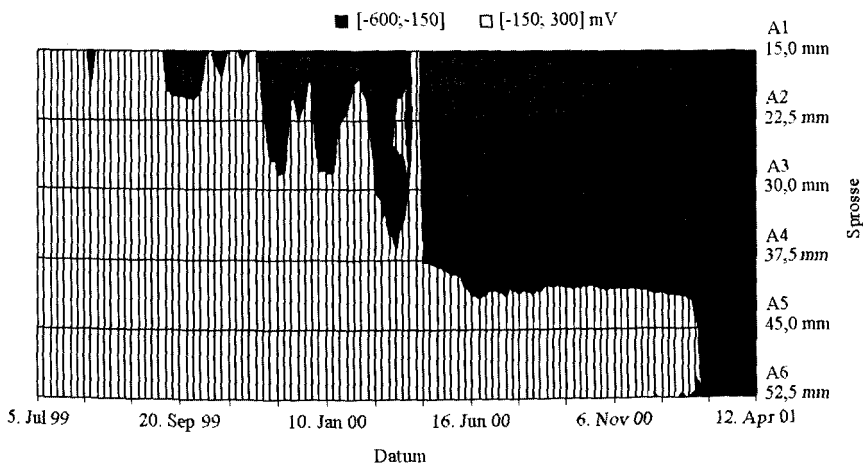


Abb. 3-9: Korrosionserkennung im *NaCl*-Feld des VB 1 durch Spannungsmessung zwischen Anode und Kathode der Anodenleiter (siehe Tab. A-2).

Im VB 2 depassivierte die Anode A6 durch die *NaCl*-Beaufschlagung nach 70 Tagen und im nicht vorgespannten VB 3 erfolgte die Depassivierung der Anode A1 unmittelbar nach der Oberflächenbeaufschlagung mit Wasser im Bauwerksalter von 147 Tagen. Die Anode A2 depassivierte 36 Tage nach dem Start der *NaCl*-Beaufschlagung, die Anode A6 180 Tage nach dem Start der Beaufschlagung, jedoch 80 Tage vor der Anode A5.

Eine Übersicht der in den Versuchsbauwerken VB 1-3 gemessenen Anodenleitersignale, einschließlich kurzer Erläuterung zur Verwendbarkeit der Daten für die adaptive Simulationsberechnung ist in der Tab. A-2 des Anhangs aufgeführt.

3.3.3. Diskussion der gewonnenen Messergebnisse

Die verwendeten Sensoren wurden bei den durchgeführten Versuchen Beanspruchungen ausgesetzt, für die bisher keine Erfahrungen vorlagen. Die Applikation erfolgte bei den Versuchsbauwerken VB 1 und VB 2 im auf Zug beanspruchten Bauteilbereich mit versuchstechnisch vorgegebenen Rissweiten von ca. 0,2 mm an der Betonoberfläche. Zudem sind die Sensoren in Bereichen eingebaut worden, die diskontinuierlich mit betonschädigenden wässrigen Lösungen beaufschlagt wurden und somit einer erheblichen Feuchtebelastung und besonderen chemischen Beanspruchungen unterlagen.

3.3.3.1. Diskussion der Ergebnisse mit der Multiringelektrode

Aufgrund der vorliegenden Untersuchungsergebnisse ist davon auszugehen, dass die Multiringelektrode für den in dieser Arbeit vorgesehenen Zweck ungeeignet ist, da erkennbar verstärkter Stofftransport im Verbundbereich zwischen MRE und Beton stattfand, was auf eine Spaltbildung oder signifikant erhöhte Kontaktzonenporosität hinweist. Mit Ausnahme der Impedanzen, die in den Säurekorrosionsfeldern gemessen wurden, wird auf die weitere Dokumentation und Nutzung der mit der MRE ermittelten tiefenabhängigen Impedanzen in dieser Arbeit verzichtet (siehe auch Kap. 3.3.6).

Die MRE-Messergebnisse im Säurefeld ergaben einen gut reproduzierbaren Impedanzabfall, sobald durch den lösenden Angriff ein bis dahin verdeckter Ring freigelegt wurde (siehe Abb. 3-3). Da die Tiefeninformation der Messwerte gut mit den manuell gemessenen Abtragstiefen übereinstimmte, wurden diese Messwerte für die im Kap. 5 vorgestellte adaptive Simulationsberechnung verwendet.

3.3.3.2. Diskussion der Ergebnisse mit der Anodenleiter

Bei der Interpretation der Messergebnisse ist zu berücksichtigen, dass die Beaufschlagung in Abhängigkeit der Witterung und weiterer Versuchsrandbedingungen intermittierend war und sich die Versuchsbauwerke entsprechend Tab. A-1 unterscheiden. Bei den vorgespannten Versuchsbauwerken VB 1 und VB 2 waren die Anodenleitern im Bereich der gerissenen Zugzone angeordnet. Die Rissverläufe in den Versuchsbauwerken wurden vermessen und in den Lageplan der Sensoren eingetragen. Dabei zeigte sich, dass die meisten Anodenleitern im VB 1 und VB 2 von den Rissen tangiert wurden. Die lokale Situation am Sensor im Bereich eines Risses kann im Einzelfall wichtige Informationen für einen im Bauwerksmonitoring kritischen Bereich liefern. Im Rahmen dieser Arbeit werden bei den Simulationsberechnungen die Transportmechanismen in den Rissen jedoch nur verschmiert berücksichtigt.

Die besondere Situation im Riss ist ursächlich für die Messergebnisse der Anodenleiter im mit Natriumsulfat beaufschlagten Bereich des VB 1. Dies wurde auch durch Untersuchungen im nicht vorgespannten VB 3 bestätigt, in dem nach zweijähriger Beaufschlagung mit Natriumsulfatlösung keine Depassivierung der Sensoranoden gemessen wurde. Ebenfalls auf Risse zurückzuführen ist die sehr schnelle Depassivierung der Sensoranoden im mit Chlorid beaufschlagten Bereich des VB 2. Auch die Depassivierung der Sensoranoden im mit essigsaurer Pufferlösung beaufschlagten Bereich des VB 2 ist plausibel mit den Rissverläufen nachvollziehbar, da davon ausgegangen werden kann, dass an den Rissflanken die Alkalität durch die eindringende Lösung aufgehoben wurde. Die Depassivierung der Sensoranoden im mit essigsaurer Pufferlösung beaufschlagten Bereich des VB 3 eilt den manuell gemessenen Schädigungstiefen ebenfalls stark voraus. Da das VB 3 nicht vorgespannt ist, kommen Risse als Ursache für die Depassivierung der Anoden bei einer verbleibenden Betondeckung von 2 cm nicht in Frage. Eine Untersuchung der Oberflächenstruktur des korrodierten Betons lässt

vermuten, dass die Depassivierung durch einzelne, tiefer reichende Korrosionsspitzen verursacht wurde. Die Depassivierung der Sensoranoden im mit Chlorid beaufschlagten Bereich des VB 3 erfolgte in einem sehr kurzen Zeitraum (6 Monate), ist jedoch durch die gemessenen Chloridprofile (siehe Kap. 3.4.2.5) plausibel nachvollziehbar. Eine mögliche Ursache für die schnelle Depassivierung der Anoden kann jedoch auch ein beschleunigter Cl^- -Ionen Transport im Verbundbereich Anodenleiter/Beton sein, da die Holme der Anodenleiter konstruktionsbedingt nur eine geringe Betonüberdeckung haben. Orientierende Versuche zu dieser Problematik werden im folgenden Kapitel vorgestellt. Die geringe Betondeckung der Holme (ca. 5 mm) ist wahrscheinlich auch die Ursache für die Depassivierung der Anode A1 vor Beginn der Chloridbeaufschlagung. Abschließend klären lässt sich die Ursache für die Depassivierung nicht. Adaptiv nutzbare, mit der Anodenleiter gemessene Daten liegen für die mit Chloridlösung beaufschlagten Felder im VB 1 und VB 3, sowie für das mit essigsaurer Pufferlösung beaufschlagte Feld des VB 3 vor. Beispielhaft durchgeführte adaptive Berechnungen werden im Kap. 5.3.4 vorgestellt.

3.3.4. Einsatz weiterer Sensoren

Bei der messtechnischen Erfassung von Bauteileigenschaften wurden neben den etablierten Sensoren auch neuartige Chemo- und Mikrowellensensoren (siehe Kap. 2.4.4 und 2.4.6) in den Versuchsbauwerken appliziert und erprobt. Die gewonnenen Ergebnisse der in den Versuchsbauwerken applizierten Sensoren eignen sich aufgrund häufiger Ausfälle der seinerzeit verfügbaren Prototypen nicht für eine adaptive Simulationsberechnung und werden im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter verwendet.

3.3.5. Verfahren zur Überwachung der Gaspermeabilität

Zur kontinuierlichen Erfassung der Baustoffeigenschaft Gaspermeabilität wurde im Rahmen dieser Arbeit das Messsystem „Atmoperm“ entwickelt und in Laborversuchen für die Messung der oberflächennahen Betonpermeabilität und zur Beobachtung der kapillaren Wasseraufnahme angewendet. Anders als bei derzeit marktüblichen Messverfahren zur Bestimmung der Betonpermeabilität (z.B. Paulmann-Verfahren, siehe Kap. 2.3.4.2) kommt dieses Verfahren ohne künstliche Gasdruckquellen oder -senken aus, da es klimatische Veränderungen am Untersuchungsobjekt für die Messung ausnutzt. Dabei wird davon ausgegangen, dass das Gas im Porenvolumen des Betons mit dem idealen Gasgesetz (2.29) beschrieben werden kann. Die für die Messung notwendige Gasdruckdifferenz resultiert bei diesem Verfahren aus:

- einem Temperaturanstieg des Körpers:

$$\Delta p = p_i(T_0) - p_i(T_1) \cdot \frac{T_1}{T_0} \quad (3.1)$$

Bei einem konstanten Gasvolumen verändert sich der Gasdruck proportional zur Temperatur, nach dem sog. Gay-Lussac'sche Gesetz.

- den atmosphärischen Luftdruckschwankungen:

$$\Delta p = p_a - p_i \quad (3.2)$$

- oder der Verminderung des Gasraumes durch kapillare Wasseraufnahme:

$$\Delta p = p_i(V_0) - p_i(V_1) \cdot \frac{V_1}{V_0}. \quad (3.3)$$

Der Druckausgleich (Gaspermeation) erfolgt durch das Porensystem des Betons und lässt sich mit dem Hagen-Poiseuille'schen Gesetz (2.28) beschreiben.

Die Abb. 3-10 zeigt schematisch den Aufbau des Messsystems „Atmoperm“. Für die Nutzung des Messverfahrens wird in den zu untersuchenden Körper eine Bohrung eingebracht.

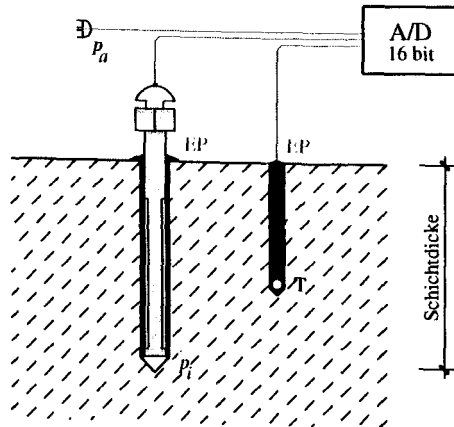


Abb. 3-10: Verfahren der Onlineüberwachung der Gaspermeabilität.

Die Tiefe der Bohrung bestimmt die in der Messung berücksichtigte Schichtdicke. Die Mantelfläche der Bohrung wird mit einem niedrigviskosen Epoxydharz eingestrichen und damit abgedichtet. Nach dem Aushärten des Epoxydharzes wird in die Bohrung ein Packer eingesetzt, bei dem das Dichtungsgummi dünn mit Epoxydharz bestrichen wurde, wodurch beim Anziehen der Packer eine sehr gute Dichtigkeit erreicht wird. An den Packer wird gasdicht ein Luftdrucksensor (p_i) angeschlossen.

Weitere wichtige Elemente des Messsystems „Atmoperm“ sind die für die Auswertungen notwendigen Sensoren zu Messung des atmosphärischen Luftdrucks (p_a) und der

Bauteiltemperatur (T). Die Messdaten werden von einem computergesteuerten Messsystem erfasst. Aufgrund seines einfachen Aufbaus eignet sich das Verfahren zum Monitoring der Betonpermeabilität, der Dichtigkeit von Beschichtungssystemen, als auch zur Beobachtung der Wasseraufnahme im Porensystem des Betons.

In dieser Arbeit wurde das Messsystem „Atmoperm“ an Versuchskörpern für die Überwachung der oberflächennahen Betonpermeabilität, zur Berechnung des Permeabilitätskoeffizienten¹⁴, zur Beobachtung der Wasseraufnahme und zur Untersuchung von Selbstabdichtungseffekten eingesetzt. Die durchgeführten Versuche zur Klärung der Selbstabdichtungseffekte¹⁵ werden im Kap. 4 vorgestellt.

3.3.6. Generelle Untersuchungen zum Sensoreinbau

Um mit Sensoren nutzbare Informationen zu erhalten, ist deren gute Ankopplung an die Betonmatrix sehr wichtig. Da die vorgestellten Untersuchungen im Kap. 3.3.1 ergeben haben, dass bei der Ankopplung viele Fragen ungeklärt sind, wurden zwei Versuche entworfen und durchgeführt.

Der erste Versuch widmet sich der Fragestellung, welches Material optimal an die Betonmatrix ankoppelt, ohne die Transportvorgänge im Vergleich zu einer ungestörten Betonmatrix signifikant zu verändern. Hieraus ergibt sich, welches Material für den Sensorbau zur Applikation vor der Betonage geeignet ist.

In der Praxis werden die meisten Sensoren erst bei bestehenden Gebäuden zur Überwachung der Schädigungen eingesetzt. Im zweiten Versuch wird aus diesem Grund geprüft, ob durch das nachträgliche Einbringen der Sensoren in die Betonmatrix deren Transportkenngrößen nachhaltig verändert werden.

3.3.6.1. Versuch zur Ankoppelbarkeit verschiedener Materialien an die Betonmatrix im Zuge der Betonage

Grundidee des Versuches ist, dass Bereiche mit signifikant erhöhter Porosität durch Druckwasserbeaufschlagung in Anlehnung an die *DIN EN 12390-8* [58] identifiziert werden können.

¹⁴ Ein Berechnungsbeispiel wird in Kap. 4.3 vorgestellt.

¹⁵ Selbstabdichtungsmechanismen der Betonmatrix beeinflussen erheblich die Stofftransporte in die Betonmatrix und damit den Schädigungsverlauf bei einem korrosiven Angriff und sollten bei realitätsnahen Simulationsberechnungen mit Transport-Reaktions-Modellen berücksichtigt werden. Um mit dem System „Atmoperm“ für die adaptive Simulationsberechnung (Kap. 5) geeignete Daten zu erhalten, sind jedoch weitere Untersuchungen notwendig, die im Rahmen dieser Arbeit aus Zeitgründen nicht mehr möglich waren (siehe Kap. 4).

Für die Untersuchungen wurden Betonwürfel (Tab. A-7, Beton 2) der Abmessung 20·20·20cm hergestellt, in die verschiedene Materialien¹⁶ mit Kontakt zur Beaufschlagungsfläche eingebaut wurden. Um eine Beeinflussung der geplanten Beaufschlagungsfläche durch Schalungstrennmittel zu verhindern, wurde das zu untersuchende Material zentrisch auf eine glatte, nicht saugende Schalplatte montiert und mit dieser in die Würfelform eingestellt. Durch dieses Vorgehen wurde auch sichergestellt, dass das zu untersuchende Material während der Verdichtung des eingebrachten Betons lagestabil bleibt und Kontakt zur Beaufschlagungsfläche behält. Alle Materialien¹⁶ wurden vor dem Einbau gesäubert, entfettet und bei saugenden Materialien vorgenässt. Die Abb. 3-11 zeigt den prinzipiellen Versuchsaufbau der Schalungsform mit eingelegtem Boden und beispielhaft befestigtem Material.

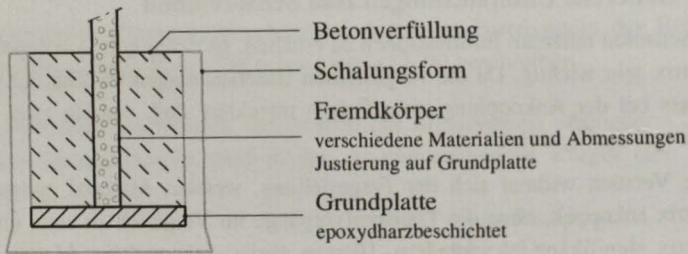


Abb. 3-11: Dreidimensionale Würfelschalung mit zentrisch eingebautem Fremdmaterial (mittiger Schnitt).

In die Würfelschalung wurde ein Beton der Festigkeitsklasse C 35/45 und einem Wasserbindemittelwert $w/b = 0,55$ eingebracht und auf dem Rütteltisch verdichtet. Die Nachbehandlung der Betonwürfel erfolgte die ersten 7 Tage feucht unter Folie. Nach 7 Tagen wurde die Befeuchtung beendet und die Würfel bis zur Prüfung bei ca. 18°C unter Folie gelagert. Zur farblichen Kennzeichnung des Wassereindringens wurde auf die Betonwürfel der wasserlösliche Farbstoff *Eosin* aufgetragen. Die Druckwasserbeaufschlagung der Versuchskörper mit 5 bar Wasserdruck und einer Beaufschlagungsdauer von drei Tagen wurde in der Beaufschlagungsvorrichtung gemäß *DIN EN 12390-8* [58] durchgeführt. Die Spaltung der Versuchskörper erfolgte unmittelbar nach der Druckwasserbeaufschlagung. Die sich abzeichnende Wassereindringfront und die Farbstoffverteilung wurden vermessen und photographisch dokumentiert.

Die Abb. 3-12 stellt die Farbverteilung und die Wassereindringfront eines Versuchskörpers mit einem Bewehrungsstahl BSt500 nach der Beaufschlagung dar.

¹⁶ Für die Untersuchungen wurden folgende Materialien verwendet: Bewehrungsstahl BSt500, GfK-Bewehrungsstab, Edelstahl-Bewehrungsstab BSt500NR, Kunststoffzylinder, Feldstein aus Quarzgestein, PVC-Kabel, Abstandhalter aus Mörtel, Mörtel mit hohem Flugascheanteil, Bohrkern $\varnothing = 3$ cm, Bohrkern $\varnothing = 8$ cm. Die Ergebnisse der Untersuchungen sind im Anhang A.2.1 dargestellt.



Abb. 3-12: Wassereindringfront/Farbverteilung in einem Versuchskörper mit Bewehrungsstahl nach dreitägiger Wasserbeaufschlagung mit 0,5 MPa.

Zur Kennzeichnung der Wegigkeiten wurde der Farbstoff Eosin eingesetzt. Längs des Bewehrungsstahls entstand eine Durchnässung der Betonmatrix mit einem Radius, der der Wassereindringtiefe an der Beaufschlagungsoberfläche entspricht.

Die Wasserfront durchdringt den Prüfkörper entlang der Bewehrung vollständig. Der Farbstoff verteilt sich längs des Kontaktbereiches Stahl/Zementstein, dringt jedoch nicht in die Zementsteinmatrix ein. Auch bei den Versuchskörpern mit anderen einbetonierten Fremdmaterialien verteilte sich der

Farbstoff in der Verbundzone zwischen Fremdmaterial und Zementstein, ohne in die Zementsteinmatrix einzufärben. Lediglich oberflächennah wurden einige Steine der Gesteinskörnung von dem Farbstoff ummantelt. Weitere Ergebnisse sind im Abbildungsanhang A.2.1 aufgeführt.

3.3.6.2. Praxisbeobachtung an einem Kabel aus PVC

Die verstärkten Stofftransporte längs der Verbundzone sind auch unter Praxisbedingungen zu beobachten. Dies zeigte sich an einem Versuchskörper, der im Grundwasser mit kalklösender Kohlensäure eingelagert wurde und für die Untersuchungen mit einer MRE ausgestattet worden war.

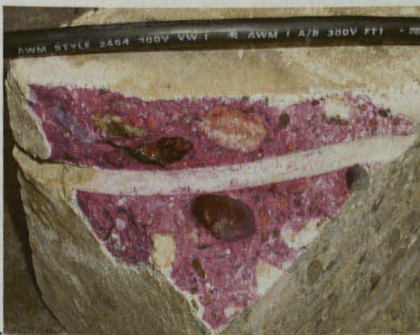


Abb. 3-13: Karbonatisierter Kabelkanal

Die Körper wurden nach zweijähriger Einlagerungsdauer geborgen, längs des Kabelkanals gespalten und in der Bruchfläche sofort mit Phenolphthalein benebelt (siehe Abb. 3-13). Der Farbumschlag des pH-Wert-Indikators zeigt, dass der Kabelkanal im Betonkörper oberflächennah bis zur MRE (in der Abb. 3-13 nicht gezeigt) karbonatisiert war, ein Beleg für die auch in der Praxis vorliegenden, verstärkten Stofftransporte im Kontaktbereich Kabel/Beton.

3.3.6.3. Versuch zur Beeinflussung der Transportparameter der Betonmatrix durch mechanische Bearbeitung

Grundidee dieses Versuchs ist, dass eine durch Schädigung der Betonmatrix im Umfeld einer mechanischen Bearbeitung bewirkte Veränderung der Transportparameter bei einer Druckwasserbeaufschlagung in Anlehnung an die *DIN EN 12390-8* [58] aufgezeigt werden kann. Für die Untersuchungen wurden Betonwürfel der Abmessung 20-20-20cm und unbewehrte kleine Platten der Abmessung 40-40-20cm hergestellt. Da zu erwartet wurde, dass eine Beeinflussung der Betonmatrix durch mechanische Bearbeitung eine Korrelation zur Betonfestigkeit aufweist, wurden drei Betonrezepturen (Tab. A-7) verwendet.

Durch das Einlegen einer sauberen Folie in die Schalform konnte sichergestellt werden, dass bei der Betonage kein Kontakt der geplanten Beaufschlagungsfläche mit Schalungstrennmitteln stattfinden konnte. In der ersten Woche wurden die unter Folien gelagerten Prüfkörper durch Feuchtezufuhr nachbehandelt. Weitere 7 Tage wurden die Versuchskörper bei ca. 20°C mit Folien bedeckt gelagert. Danach wurden die Versuchskörper, bei freier Bewitterung der geplanten Beaufschlagungsflächen für 42 Tage im Außenbereich gelagert. Bei der Lagerung wurde durch eine Neigung von ca. 15° sichergestellt, dass Niederschlagswasser abfließen konnte. Für die mechanische Bearbeitung durch Bohren wurden die im Betonbau üblichen Verfahren ‚Bohren mit Bohrhammer‘ und ‚Kernbohrung‘ verwendet. Bei jeweils drei Versuchskörpern jeder Rezeptur wurde die mechanische Bearbeitung 14 Tage nach der Betonage mit einem Bohrhammer durchgeführt. Bei den verbleibenden Körpern erfolgte die mechanische Bearbeitung ca. 55 Tage nach der Betonage unter Verwendung der genannten Bohrvorgang. Die erstellten Bohrungen mit einer Tiefe von ca. 18cm wurden mit Pressluft ausgeblasen und mit einem niedrigviskosen Epoxydharz der Fa. Sto des Typs StoJet IHL wieder verfüllt. Um an den Bohrungswandungen anhaftende, den Verbund störende Staubpartikel in das Epoxydharz einzubinden, wurde während der Epoxydharzbefüllung an den Bohrungswandungen mit einem Gewindestab gerieben. Mit diesem Vorgehen konnte sichergestellt werden, dass es bei der späteren Druckwasserbeaufschlagung nicht zu einem Wassertransport in der direkten Verbundzone Epoxydharz/Betonmatrix kommt.

Da nicht a-priori auszuschließen war, dass bei Verfüllung der Bohrung mit Epoxydharz dieser in Bereiche mit mechanischer Beschädigung eindringt und diese „repariert“, wurde eine nachträgliche Untersuchung des an die Bohrung angrenzenden Betons auf Epoxydharz mittels Pyrolyse durchgeführt. Aufgrund der Beobachtung, dass der Farbstoff Eosin eine intakte Betonmatrix nicht bzw. nur punktuell penetriert, wurden in weiteren Betonkörpern der verwendeten Versuchsserie Bohrungen mit einem Bohrhammer hergestellt und über 14 Tage mit *Eosin* gefärbter Wasserlösung gefüllt. Nach der Trocknung der Bohrungen wurden die Körper gespalten und anschließend visuell beurteilt, um Aussagen über eine eventuelle Schädigung des Betongefüges bei mechanischer Bearbeitung treffen zu können.

3.3.6.4. Versuchsauswertung

Die Auswertung der Wassereindringtiefe ergab bei allen Versuchskörpern, die 14 Tage nach der Betonage bearbeitet wurden, eine trichterförmige Durchnässung der Betonmatrix bis zum Fußpunkt des Bohrungskegels (siehe Abb. 3-14).

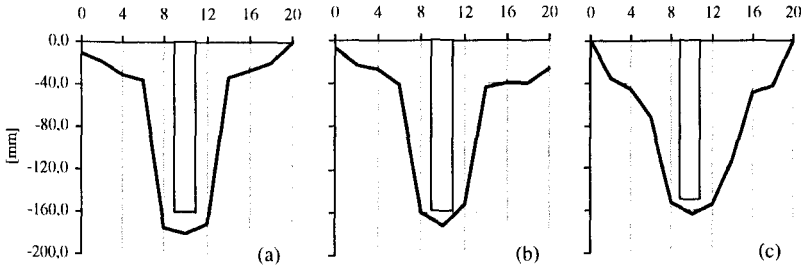


Abb. 3-14: Wassereindringtiefe nach Bohrhammerbohrung an 14 Tage alten Prüfwürfeln mit einer 28 Tage-Festigkeit von 44 N/mm^2 (a), 39 N/mm^2 (b) und 34 N/mm^2 (c).

Von den im Alter von 54 Tagen bearbeiteten Versuchskörpern zeigten nur die mit einem Bohrhammer bearbeiteten Körper mit der 28 Tage-Festigkeit von ca. 34 N/mm^2 eine vergrößerte Wassereindringtiefe im Bereich der Bohrung. Bei diesem Beton betrug die maximale Wassereindringtiefe bei den unbearbeiteten Körpern 60 mm . Im Bereich, der mit dem Bohrhammer hergestellt wurde erhöhte sich die Wassereindringtiefe auf ca. 75 mm . Bei dem Versuchskörper der identischen Mischung, der mittels Kernbohrung bearbeitet wurde, war eine Erhöhung der Wassereindringtiefe im Bereich der Bohrung nicht festzustellen.

Bei den Versuchskörpern mit einer 28 Tage-Festigkeit von 39 N/mm^2 und 44 N/mm^2 lagen die Eindringtiefen im Grenzbereich der verfüllten Bohrungen im Rahmen der bei den nicht bearbeiteten Versuchskörpern gemessenen Eindringtiefen. Die Abb. A-11, Abb. A-12 und Abb. A-13 im Anhang zeigen die Auswertungsdiagramme der Versuchskörper mit Kernbohrung und Bohrhammer.

Nach dem Spalten und Trocknen der Versuchskörper wurden tiefengestaffelt Materialproben von dem an die Bohrung angrenzenden Beton entnommen und auf das Vorhandensein von Epoxydharz untersucht. Bei allen mittels IR-Spektroskopie und Pyrolyse untersuchten Materialproben konnte Epoxydharz bis in eine Tiefe von $2,5 \text{ mm}$ nachgewiesen werden. Die Probenpräparation wurde mit großer Sorgfalt durchgeführt, es kann jedoch nicht ausgeschlossen werden, dass bei einigen Proben anhaftendes Epoxydharz nicht vollständig entfernt werden konnte.

Ein ähnliches Ergebnis erzielten die mit *Eosin* verfüllten Bohrungen in den Betonkörper. Nach dem Spalten der Versuchskörper längs der Bohrung zeigte sich, dass eine ca. 2 mm

dicke Schicht, ausgehend von der durch die Bohrung beanspruchten Fläche, vollständig mit *Eosin* eingefärbt wurde.

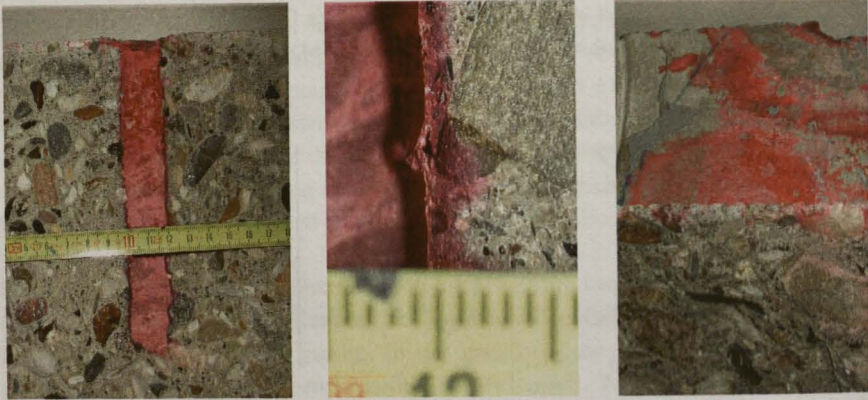


Abb. 3-15: Verfärbungsbild der mit Eosinlösung beaufschlagten Betonoberfläche/Bohrung.

Die Abb. 3-15 zeigt eine typische Spaltfläche mit dem Verfärbungsbereich und zum Vergleich die Verfärbung der zeitgleich beaufschlagten beanspruchten Betonoberfläche. Es ist deutlich zu erkennen, dass die Mantelfläche vollständig durch den Farbstoff eingefärbt ist. Die Detailabbildung (mittleres Foto) zeigt den durch das *Eosin* kenntlich gemachten Bereich der penetrierten Betonmatrix entlang der Bohrung. Im Vergleich dazu wird bei einer nicht mechanisch beanspruchten Schalungsfläche (Foto rechts), bei identischer *Eosin*-Beaufschlagung, die Betonmatrix nur punktuell eingefärbt und große oberflächennahe Zuschlagkörner werden nur teilweise mit einem dünnen Saum ummantelt. Auch bei einer *Eosin* Beaufschlagung der Bruchfläche eines gespaltenen Betonkörpers derselben Betonage, drang der Farbstoff nur ca. 0,5 mm in die Betonmatrix ein. Zu einer durchgehenden oberflächennahen Einfärbung, wie an der Bohrungsmantelfläche kam es nicht.

3.3.6.5. Diskussion der Ergebnisse

Versuch zur Ankoppelbarkeit verschiedener Materialien an die Betonmatrix im Zuge der Betonage

Die Auswertung des Versuches zeigt, dass bei Druckwasserbeaufschlagung in der Verbundzone der getesteten Materialien deutlich größere Wassereindringtiefen entstehen, als in der ungestörten Betonmatrix. Aufgrund der Verteilung des wasserlöslichen Farbstoffes *Eosin*, welches auch hier nicht in die intakte Zementsteinmatrix eingedrungen ist, kann davon ausgegangen werden, dass die Flüssigkeitstransporte durch eine größere Porosität im unmittelbaren Verbundbereich zwischen der Zementmatrix und

dem untersuchten Material erfolgen und von dort aus in die Betonmatrix weitergeleitet werden.

Dass nur oberflächennah liegende Gesteinskörnung von dem Farbstoff ummantelt wurde, lässt darauf schließen, dass auch um grobe Zuschläge eine erhöhte Porosität vorliegt, die von *Eosin* durchdrungen werden kann. Zwischen den Gesteinskörnern findet die Ausfilterung des Farbstoffs *Eosin* durch die Porosität der Zementsteinmatrix statt. Es ist daher davon auszugehen, dass die Gesteinskörnung vom Zementstein eingekapselt wird, der den Durchtritt von *Eosin* verhindert (Exkursion *Eosin* im Kap. 3.3.1).

Die vorgestellte Überprüfung der Transporteigenschaften im Verbundbereich mittels Druckwasserbeaufschlagung und der Verwendung von *Eosin* als kennzeichnenden Farbstoff erweist sich als geeignete und schnell durchführbare Prüfung, die auf Standardverfahren aufbaut. Der Versuch versagt jedoch, sobald das zu prüfende Material mit einer Betonüberdeckung eingebaut wird, da der Farbstoff die intakte Zementsteinmatrix nicht durchdringt. Der Verlauf der Wassereindringfront weist jedoch auch bei Fremdmaterialien, die mit einer Betonüberdeckung eingebaut wurden, eine vergrößerte Wassereindringtiefe auf, sofern die Materialien in den Bereich normaler Wassereindringtiefe ragen.

Versuch zur Beeinflussung der Transportparameter durch mechanische Bearbeitung

Im zweiten Versuch konnte gezeigt werden, dass eine Beeinflussung der Transportparameter durch mechanische Bearbeitung der Betonmatrix (Bohren) in Abhängigkeit des Verfahrens und der Festigkeit des Betons zum Zeitpunkt der Bearbeitung nicht auszu-schließen ist.

Besonders deutlich wird das an den Wassereindringprofilen der Betonwürfel, die 14 Tage nach der Betonage gebohrt wurden. Bei diesen Würfeln ist jedoch kritisch zu hinterfragen, ob durch die vorliegende größere Betonfeuchte, beim Verfüllen der Bohrungen, der Verbund zwischen dem Epoxydharz und dem Zementstein mangelhaft geblieben ist. Da die Bohrungen teilweise erst nach 24 Stunden verfüllt wurden, ist jedoch anzunehmen, dass die oberflächennahe Feuchtigkeit abtrocknen konnte und der Verbund zwischen Epoxydharz und Bohrungswand nicht durch einen Feuchtigkeitsfilm gestört wurde.

Die Wassereindringprofile der Versuchskörper zeigen nur bei einem Beton mit einer 28 Tage-Festigkeit von 34 N/mm^2 und bei Verwendung eines Bohrhammers eine größere Wassereindringtiefe als die Vergleichskörper.

Aufgrund des durch die Pyrolyse nachgewiesenen Epoxydharzes in einem an die Bohrung angrenzenden Bereich von 0 bis 2,5 mm, ist jedoch anzunehmen, dass durch die Bohrungen mechanische Beschädigungen der Betonmatrix entstanden sind, diese jedoch mit Epoxydharz verfüllt wurden. Dass eine transportwirksame mechanische Schädigung der Betonmatrix durch Bearbeitung mit einem Bohrhammer entsteht, wird

auch durch die Art der Farbummantelung der mit *Eosin* gefüllten Bohrungen bestätigt, die in einer ungestörten Betonmatrix in dieser Art nicht beobachtet werden konnte.

Die Untersuchung erlaubt die Aussage, dass das verwendete Epoxydharz in der Lage ist, vorhandene mechanische Beschädigungen derart zu verfüllen, dass sie transportunwirksam werden.

3.3.7. Bedeutung der Untersuchungen für den Sensoreinbau.

3.3.7.1. Einbau vor der Betonage

Die Ergebnisse der Untersuchungen zeigen, dass es nicht möglich ist, einen Sensor durch Einbetonieren im Bauwerk zu applizieren, ohne die Transportprozesse und damit die gesuchte Information im Bereich des Sensors wesentlich zu verändern. Auch Zuleitungen zum Sensor verursachen im Verbundbereich Zuleitung/Zementstein erheblich größere Transporte, in deren Folge die gesuchte Information in nicht vorher-sagbarer Weise beeinflusst wird.

Dasselbe gilt für gestaffelte Sensoren, die auf einem gemeinsamen Sensorträger montiert sind, da längs des Trägers deutlich erhöhter Transport erfolgt. Sofern Sensoren mit einer Betonüberdeckung eingebaut werden, kommen die veränderten Transporteigenschaften in der Kontaktzone nur zum Tragen, wenn die Ionen, auf die die Sensoren ansprechen, bis in die Kontaktzone vordringen (siehe Kap. 4.2).

Die Ergebnisse bei dem einbetonierten Bohrkern mit einem Durchmesser von 8 cm lassen erwarten, dass so eine Einbauart für Sensoren gefunden werden kann, die nur wenig die Transporteigenschaften des Betons beeinflusst. Ob die vorgestellten Ergebnisse der Untersuchungen für alle Materialkombinationen und Betonrezepturen gelten, ist im Einzelfall zu überprüfen. In jedem Fall ist darauf zu achten, dass die Zuleitungen starke Wegigkeiten für Stofftransporte darstellen und im Idealfall von der nicht beanspruchten Seite zugeführt werden. Auch in diesem Fall ist zu berücksichtigen, dass entlang des Kabels verstärkte Stofftransporte auftreten.

3.3.7.2. Nachträglicher Einbau

Für den nachträglichen Einbau von Sensoren ist es notwendig an die vorhandene Betonmatrix im Untersuchungsbereich anzukoppeln, ohne die Stofftransporteigenschaften der benachbarten Betonmatrix zu verändern. Deshalb wurde untersucht, ob es möglich ist eine Bohrung herzustellen, ohne die Matrix im Umfeld der Bohrung wesentlich zu verändern. Die durchgeführten Versuche zur Beeinflussung der Transportparameter zeigen, dass durch eine mechanische Bearbeitung Gefügeschäden entstehen, die jedoch mit einem niedrigviskosen Epoxydharz verfüllt werden können, sofern eine ausreichende Betonfestigkeit vorliegt.

Auf der Grundlage dieser Ergebnisse kann davon ausgegangen werden, dass Sensoren,

die nicht mit der Porenflüssigkeit im Kontakt stehen müssen, mit niedrigviskosem Epoxydharz in Bohrungen appliziert und transportneutral an die bestehende Betonmatrix angekoppelt werden können. Bei Sensoren, die in chemischer Wechselwirkung mit der Porenflüssigkeit stehen, ist die Verwendung von Epoxydharz im sensitiven Bereich ausgeschlossen. Hier kann Epoxydharz jedoch dazu verwendet werden, den Einbaukanal und die notwendigen Installationsleitungen gegen die Betonmatrix abzudichten. Die Ankopplung des Sensors an die Porenflüssigkeit muss in diesem Fall sensorspezifisch ausgeführt werden. Da jedes mineralische Bindemittel ein spezifisches Porensystem ausbildet, sind mineralische Ankopplungen für die nachträgliche Applikation tiefengestaffelter Sensoren problematisch. Wie das oberflächennahe Eindringen des Farbstoffs *Eosin* in der Betonmantelfläche zeigt, ist auch das Belassen einer mechanisch bearbeiteten Oberfläche bei der Ankopplung eines Sensors problematisch, da sich die oberflächenspezifischen Transporte wesentlich von den Transporten in der ungestörten Betonmatrix unterscheiden.

Das bei *Schiegg* [69] vorgestellte Vorgehen der nachträglichen Sensorapplikation mittels bestückter Bohrkerne scheint nach den vorliegenden Untersuchungen das Verfahren mit der geringsten Stofftransportbeeinflussung zu sein. Für seine Untersuchungen entnimmt *Schiegg* [69] aus dem zu untersuchenden Bauwerk einen Bohrkern ($\varnothing \geq 750$ mm) und appliziert in diesen Bohrkern über die Mantelfläche Sensoren. Die Mantelfläche wird anschließend mit Epoxydharz abgedichtet und der Körper mit tixotropem, schwindkompensiertem Mörtel eingesetzt. Für die nachfolgenden Messungen interessieren bei diesem Vorgehen nur die Eigenschaften des Bohrkerns. So erreicht *Schiegg* [69], dass im Bohrkern eindimensionaler Stofftransport stattfindet, der dem in ungestörter Betonmatrix entspricht. Durch die Verwendung von mineralischen Bindemitteln beim Einsetzen des Bohrkerns in das Bauteil kann jedoch der eindimensionale Stofftransport gestört werden.

3.4. Manuelle Gewinnung von Betonzustandsparametern

Begleitend zu dem an den Versuchsbauwerken durchgeführten Bauwerksmonitoring wurden unterschiedliche laboranalytische Untersuchungen an Proben aus den Versuchsbauwerken durchgeführt (siehe Tab. A-4, Tab. A-5, Tab. A-6). Die Analyseergebnisse dienen sowohl der Interpretation der gemessenen Sensorsignale als auch der Gewinnung von adaptiven Eingangsdaten für die Simulationsberechnungen. Die Art der Probenahme, die verwendeten Untersuchungsmethoden, die Skalierung der Untersuchungsergebnisse und die Interpretation der Messergebnisse werden in diesem Kapitel erläutert. Der Beobachtungszeitraum betrug 6 Jahre am VB 1, 5 Jahre am VB 2 und 2 Jahre am VB 3.

3.4.1. Probenentnahme und Untersuchungsmethoden

Die Materialentnahme aus dem Bauwerk erfolgte mittels Kernbohrung, Bohrmehl oder Stemmarbeiten. Da die Gesteinskörnung im Beton unregelmäßig verteilt ist, war bei der Probenentnahme darauf zu achten, dass die Menge des Probenmaterials ausreicht, um eine repräsentative Probe zu erhalten. Die notwendige Probenmenge ist abhängig vom Größtkorn der Gesteinskörnung und wird in der *DIN 52170* [52] Teil 1 vorgegeben.

Bei den für die Untersuchungen in dieser Arbeit verwendeten Versuchsbauwerken war es versuchstechnisch nicht möglich mit repräsentativen Proben für die Laboranalysen zu arbeiten, da in den Versuchsfeldern nur kleine Bereiche für Probenentnahmen verwendet werden konnten. Um dennoch aussagekräftige Analyseergebnisse zu erhalten, wurden die Untersuchungsergebnisse am *CaO*-Gehalt der untersuchten Probe skaliert.

Zu diesem Zweck wurde, an je einer Betonprobe der VB der repräsentative *CaO*-Gehalt¹⁷ für den untersuchten Beton bestimmt. Für die Skalierung wurde bei den mit der RFA- und XRD-Analyse untersuchten Proben ebenfalls eine *CaO*-Gehaltsbestimmung durchgeführt. Der Skalierungsfaktor für die jeweilige Probe wurde durch Teilung des repräsentativen *CaO*-Gehaltes durch den *CaO*-Gehalt der Probe berechnet. Das Analyseergebnis der gesuchten Eigenschaft wurde mit dem ermittelten Skalierungsfaktor multipliziert. Bei Abweichung des *CaO*-Gehaltes der Probe um mehr als 50% vom repräsentativen *CaO*-Gehalt wurde die Probe nicht berücksichtigt.

In der Regel erfolgte die Probenentnahme aus den VB mittels einer tiefengestaffelten Bohrmehlentnahme an drei Messpunkten innerhalb der Beaufschlagungsfelder. Sofern notwendig, wurden Kleinbohrkerne mit einem Durchmesser von 2 cm entnommen.

An den Proben wurden in Abhängigkeit von der versuchstechnischen Fragestellung die Analysemethoden, wie z.B. die *CaO*- und Chloridbestimmung, entsprechend der *DIN 52170* [52] und nach der akkreditierten Prüfanweisung CPU-PA015 der MPA Braunschweig und die im Folgenden aufgeführten Untersuchungsmethoden angewendet.

3.4.1.1. XRD – Röntgenpulverdiffraktometrie

Die XRD ist ein Analyseverfahren für die Detektion kristalliner Phasen. Für die Analyse wird das materialspezifische Beugungsmuster der Röntgenstrahlung beim Auftreffen auf kristalline Materie mittels Detektor (siehe Abb. 3-16) gemessen.

Die sich dabei ergebenden spezifischen Muster werden mit bekannten Beugungsmustern kristalliner Phasen verglichen, was die Identifikation einzelner kristalliner Substanzen in

¹⁷ Für die Bestimmung des *CaO*-Gehaltes der untersuchten Probe wird die Probe in Salzsäure aufgelöst. In der Lösung wird mittels Atomadsorptionsspektroskopie der *Ca*-Gehalt bestimmt und auf den *CaO*-Gehalt zurückgerechnet. Die Analysen wurden gemäß der *DIN 52170* [52] Teil 3-4 durchgeführt.

der untersuchten Probe ermöglicht. Amorphe Stoffe können mit dieser Technik nicht identifiziert, ihre Anwesenheit manchmal jedoch nachgewiesen werden.

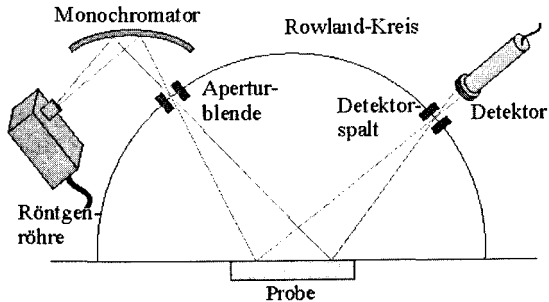


Abb. 3-16: Funktionsprinzip des XRD-Messverfahrens [19].

Für die Phasenanalysen stehen umfassende Datenbanken und Auswertungssoftware zur Verfügung. Aufgrund von Überlagerungen im Linienspektrum ist eine fachkundige Auswertung zwingend erforderlich. Vertiefende Informationen dazu sind bei *Allmann* [1] zu finden.

Im Rahmen dieser Arbeit wird das Verfahren für die Analyse der kristallinen Phasen von Betonproben verwendet, die tiefengestaffelt aus den Versuchsbauwerken entnommen wurden. Durch die Skalierung am *CaO*-Gehalt der Probe waren halbquantitative Aussagen zur tiefengestaffelten Phasenverteilung möglich.

3.4.1.2. RFA – Röntgenfluoreszenzanalytik

Die RFA ist ein quantitatives Analyseverfahren für die chemische Elementanalytik insbesondere von Festkörpern. Bei diesem Verfahren wird eine Materialprobe in einem hochenergetischen Röntgenstrahl eingebracht. Die energiereiche Strahlung schlägt innere Elektronen aus den Atomen heraus. Bei der Wiederbesetzung der entstandenen Leerstellen durch Elektronen höherer Besetzungsniveaus wird die Energiedifferenz zwischen den Energieniveaus als energieäquivalente Röntgenfluoreszenzstrahlung frei, die durch eine geeignete Messeinrichtung registriert wird. Das entstehende Linienspektrum ist charakteristisch für jedes Element des Periodensystems und wird in der Regel durch eine geeignete Software ausgewertet. Quantitative Analysen sind durch Vergleich, der von der Probe emittierten Röntgenfluoreszenzstrahlungsintensität, mit der Röntgenfluoreszenzstrahlungsintensität von Proben bekannter Zusammensetzung möglich. Das Verfahren wurde in dieser Arbeit in Kombination mit Kalibrierungsmessungen mittels potentiometrischer Titration nach der akkreditierten Prüfanweisung CPU-PA015 der MPA Braunschweig für die quantitative Messung des Chloridgehaltes von Bohrmehlproben verwendet, da es schneller und kostengünstiger ist als die nasschemisch

durchgeführten Untersuchungen. Weiterführende Informationen finden sich z.B. bei *Hahn-Weinheimer/Hirner/Weber-Diefenbach* [27].

3.4.1.3. DTA/TG – Differenzialthermoanalyse/Thermogravimetrie

Die DTA/TG-Analyse ist ein quantitatives Analyseverfahren für die Bestimmung der Phasen in einer Probe, die durch endotherme oder exotherme Reaktionen erkannt werden können. Für die Analyse wird die Probe gemeinsam mit einer thermisch neutralen Probe (z.B. $\alpha\text{-Al}_2\text{O}_3$) erwärmt bzw. abgekühlt und die Temperaturdifferenz in Abhängigkeit der Ofentemperatur aufgezeichnet. Die Phasenumwandlungstemperaturen sind für jede Phase spezifisch, überlagern sich jedoch teilweise.

Für die Unterscheidung von chemischen Reaktionen und Phasenumwandlungen wird die DTA in der Regel durch eine zeitgleich an der Probe aufgezeichnete TG ergänzt. Bei der TG wird die Gewichtsveränderung der Probe als Funktion über der Ofentemperatur aufgezeichnet. Ein Massenverlust tritt z.B. ein, wenn C-S-H-Phasen bei einer temperaturbedingten Umwandlung Wasser abgeben und diese in den Ofenraum entweicht. Anhand des Wärmeumsatzes und der Massenverluste sind quantitative Informationen über die Phasenzusammensetzung erhältlich. Weiterführende Informationen sind u.a. bei *Hemminger/Cammenga* [29] zu finden. Für die Untersuchungen an den Versuchsbauteilen wurde die DTA/TG u.a. für die quantitative Bestimmung des Friedelschen Salzes und des Portlandits eingesetzt.

3.4.1.4. MIP - Quecksilberdruckporosimetrie

Die MIP ist ein Verfahren zur Bestimmung der offenen Porosität und der Porenradialverteilung von porösen Festkörpern. Bei diesem Verfahren wird Quecksilber, das aufgrund seines negativen Kontaktwinkels (siehe Kap. 2.3.2.2) nur unter Druck in Kapillarsysteme eindringt, bei langsam steigendem Druck in das Porensystem des Festkörpers gedrückt. Das in das Porensystem eintretende Quecksilbervolumen wird in Abhängigkeit vom aufgebrachten Druck aufgezeichnet. Unter Verwendung eines Porenstrukturmodells, z.B. eines Zylinderporenmodells, kann daraus eine Volumensumme als Funktion des Porenradius berechnet werden. Ihre differenzielle Form ergibt die Porenradialverteilung und die Porenvolumenverteilung. Schwachpunkte der MIP sind die Verschiebung der Porenradialverteilung aufgrund der Probenrocknung, des Flaschenhalseffektes und die bei hohem Druck entstehenden mechanischen Veränderungen des Porensystems. Diese Effekte führen zum Teil zu einer Überbewertung des Porenvolumens in den kleineren Kapillaren. Weitere Informationen dazu sind u.a. in der *DIN 66133* [54] enthalten.

In dieser Arbeit wurde mit diesem Verfahren die Veränderung der Porenverteilung zu verschiedenen Fragestellungen untersucht.

3.4.1.5. AAS – Atomabsorptionsspektroskopie

Die AAS ist ein Verfahren zur quantitativen Elementanalytik insbesondere von Lösungen. Bei der Analyse wird die physikalische Eigenschaft von Elementen ausgenutzt, bei charakterisierenden Wellenlängen Licht zu absorbieren. Für die Analyse wird die zu analysierende Lösung zerstäubt und dann atomisiert. Der atomisierte Analyt wird durch den Lichtstahl einer monochromatischen Lichtquelle mit der Wellenlänge des Absorptionsbereiches des zu untersuchenden Atoms geleitet. Aus der absorbierten Lichtintensität lässt sich im Vergleich mit Standards die Elementkonzentration in der Probe berechnen.

In dieser Arbeit wurde die AAS zur Bestimmung des *Ca*-Gehaltes im säurelöslichen Anteil von Bohrmehlproben verwendet, um bei kleinen Probemengen den Zementanteil in der Probe zu bestimmen.

3.4.2. Messergebnisse an entnommenen Probenmaterialien

Aus den Beaufschlagungsbereichen der Versuchsbauwerke wurde Probenmaterial entnommen und mit den zuvor vorgestellten Verfahren untersucht. Die für die adaptive Simulation relevanten Untersuchungsergebnisse der einzelnen Versuchsbauwerke werden im Folgenden kurz dargestellt und anhand von Diagrammen veranschaulicht. Eine Übersicht der Untersuchungsergebnisse ist im Anhang in den Tab. A-4 (VB 1), Tab. A-5 (VB 2) und Tab. A-6 (VB 3) aufgeführt.

3.4.2.1. Frei bewitterte Untersuchungsbereiche

An den frei bewitterten Bereichen konnten im Beobachtungszeitraum visuell keine Schäden festgestellt werden. Die Karbonisierungstiefe betrug beim VB 1 nach ca. 6 Jahren freier Bewitterung im Mittel 3,5 mm, im VB 2 nach ca. 5 Jahren 3 mm und im VB 3 nach ca. 3 Jahren 3,5 mm. Bei der Beurteilung der Karbonisierungstiefe wurde die planmäßige Verringerung der Betonqualität der Versuchsbauwerke berücksichtigt. Die durchgeführte DTG/TG Untersuchung im VB 1 zeigte eine Abnahme des Portlandit-Gehaltes bis in eine Tiefe von ca. 2 cm. Das Ergebnis ist plausibel durch den Karbonatisierungsprozess zu erklären, da das Portlandit bei der Karbonatisierung als erstes abgebaut wird. Der *ph*-Wert = 9 wird jedoch erst unterschritten, wenn auch die C-S-H-Phase weitgehend abgebaut ist.

Beim VB 1 wurden die MIP-Analysen an tiefengestaffelt entnommenen Proben durchgeführt. Die Ergebnisse zeigten keine signifikanten Veränderungen der Porenradialverteilung. Im VB 2 und VB 3 wurde aus diesem Grund keine MIP-Analysen durchgeführt.

3.4.2.2. Beaufschlagungsfelder mit essigsaurer Pufferlösung

Die mit essigsaurer Pufferlösung beaufschlagten Felder waren durch einen starken Oberflächenabtrag infolge des lösenden, chemischen Angriffs gekennzeichnet. Da die

Korrosionsprodukte durch die Beaufschlagungslösung abgetragen wurden und sich eine den Schädigungsprozess hemmende Schutzschicht nicht ausbilden konnte, verhielt sich der korrosive Abtrag in diesem Versuch proportional zur Beaufschlagungsdauer. Die manuell gemessene Abtragtiefe bezieht sich auf die ursprüngliche Betonoberfläche und wurde nach dem Entfernen der anhaftenden, entfestigten Betonschicht im Korrosionsfeld gemessen.

Die Korrosionstiefe betrug beim VB 1 nach 6 Jahren 80 mm, beim VB 2 nach 5 Jahren 65 mm und beim VB 3 nach 2 Jahren 21 mm. Der durch einen pH-Wert ≤ 9 erzeugte Farbumschlag von Phenolphthalein lag ca. 2-5 mm unterhalb der korrodierten Oberfläche. Die Ergebnisse der manuellen Untersuchungen sind in der Abb. 3-17 (VB 1), Abb. 3-18 (VB 2), Abb. 3-19 (VB 3) gemeinsam mit den Ergebnissen der MRE und der Annodenleiter dargestellt (sofern im Versuchsbauwerk appliziert). Die Ordinate zeigt die gemessene Korrosionstiefe mit Bezug auf das Messdatum, das in der Abszisse mit Monat und Jahr dargestellt ist.

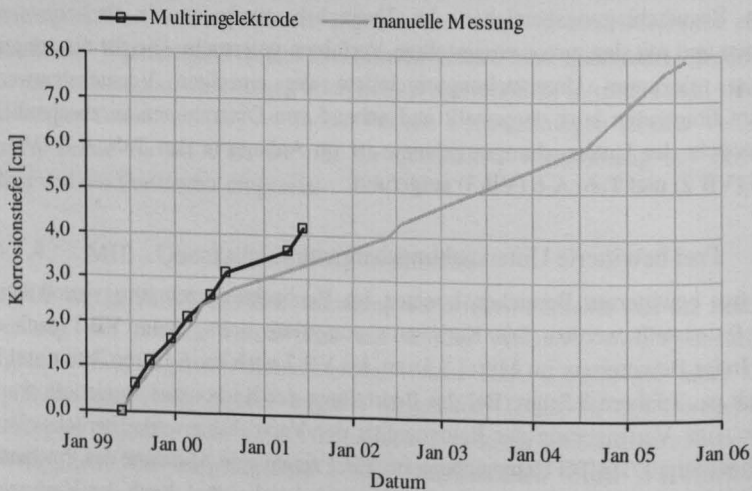


Abb. 3-17: Gemessene Korrosionstiefe am VB 1 bei Beaufschlagung mit essigsaurer Pufferlösung.

In der Abb. 3-17 ist gut zu sehen, dass die mit der MRE gemessene Schädigungstiefe der manuellen Messung nur geringfügig vorseilt. Aus diesem Grund konnten die Ergebnisse aus der MRE-Messung und der manuellen Tiefenmessung für die adaptive Simulationsberechnung verwendet werden (siehe Kap. 5).

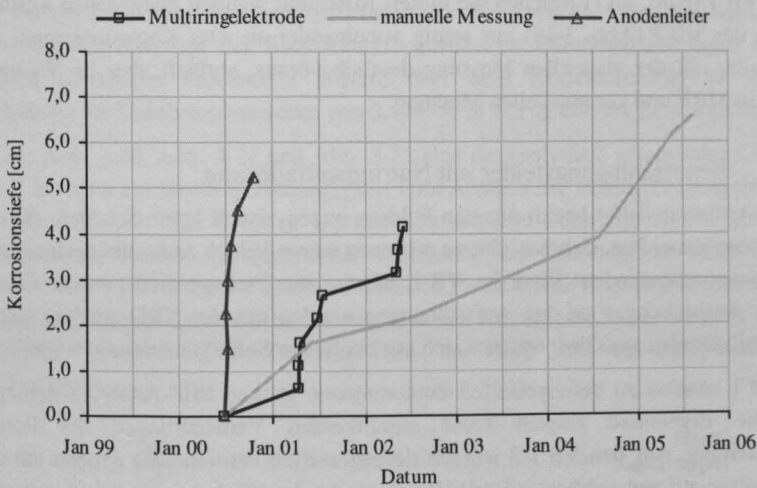


Abb. 3-18: Gemessene Korrosionstiefe am VB 2 bei Beaufschlagung mit essigsaurer Pufferlösung.

Von den in der Abb. 3-18 dargestellten Messergebnissen (VB 2) eignen sich nur die manuellen Messergebnisse für die adaptive Simulationsberechnung, die im Kap. 5 vorgestellt wird. Die Ergebnisse der MRE und der Anodenleiter sind im Vergleich zu den manuellen Messungen nicht plausibel. Sie resultieren aus dem Stofftransport in Rissen, die die Sensoren tangieren.

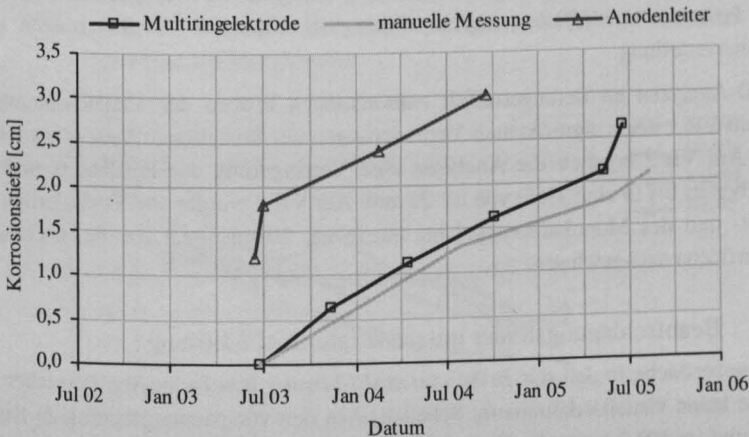


Abb. 3-19: Gemessene Korrosionstiefe am VB 3 bei Beaufschlagung mit essigsaurer Pufferlösung.

Wie bei VB 1 (Abb. 3-17) weichen die mittels MRE und manuell gemessenen Korrosionstiefen des VB 3 (Abb. 3-19) nur wenig voneinander ab. Das Korrosionssignal der Anodenleiter eilt der manuellen Messung deutlich voraus, verläuft aber im Weiteren parallel zur MRE und zur manuellen Messung.

3.4.2.3. Beaufschlagungsfelder mit Natriumsulfatlösung

In den mit Natriumsulfat beaufschlagten Feldern waren visuell keine Schäden, die auf Treibschäden hinweisen, sichtbar. Gut zu erkennen waren jedoch Aufwölbungen entlang der vorspannungsbedingten Risse im VB 2, die auf die Treibreaktion zurückzuführen sind. Die Ausblühungen an den Aufwölbungen wurden mit der XRD-Analyse untersucht. Sie bestanden aus Gips, welches sich nur bei hohen Sulfatkonzentrationen bildet.

Beim VB 1 wurden an tiefengestaffelt entnommenen Proben MIP-Analysen durchgeführt. Die Ergebnisse zeigten keine signifikanten Veränderungen der Porenradienverteilung. Aus den VB 1-3 wurden tiefengestaffelt entnommene Proben mit der XRD-Analyse auf neu gebildetes Ettringit untersucht. Im VB 1 wurden keine wesentlichen Veränderungen festgestellt. Im VB 2 ergaben die Untersuchungen einen Anstieg der Ettringitkonzentration bis in 25 mm Tiefe. Die Proben vom VB 3 zeigten keine signifikanten Änderungen.

3.4.2.4. Beaufschlagungsfelder mit Ammoniumnitratlösung

Die VB 1 und VB 3 hatten am Ende der Beobachtungsdauer keine visuell erkennbaren Schäden an der Betonoberfläche. Die Betonoberfläche am VB 2 wurde durch den lösenden Angriff geringfügig aufgeraut. Die MIP-Analysen an tiefengestaffelt entnommenen Proben des VB 1 zeigten keine signifikanten Veränderungen der Porenradienverteilung.

Die XRD-Analysen an tiefengestaffelt entnommenen Proben der Versuchsbauwerke zeigten am VB 1 keine signifikanten Veränderungen der kristallinen Phasenzusammensetzung. Am VB 2 ergaben die Analysen eine Verringerung des Portlandits und des Monokarbonats bis in eine Tiefe von ca. 25 mm. Am VB 3 wurden die Veränderung des Portlandit- und des Monokarbonatgehalts bis in ca. 20 mm unter der beaufschlagten Betonoberfläche nachgewiesen.

3.4.2.5. Beaufschlagungsfelder mit gesättigter $NaCl$ -Lösung

Die Betonoberfläche in den mit gesättigter $NaCl$ -Lösung beaufschlagten Bereichen der VB zeigte keine visuell erkennbaren Schäden. Aus den vorspannungsbedingten Rissen im VB 1 und im VB 2 traten Fe -Korrosionsprodukte der korrodierenden Bewehrungslage aus, die eine deutliche Braunfärbung der Beaufschlagungslösung verursachten.

Die XRD-Analysen der tiefengestaffelt entnommenen Proben zeigten, dass sich das Friedelsche Salz im VB 1 und VB 2 bis in 80 mm Tiefe (maximale Probentiefe) gebildet

hat. Im VB 3 war das Friedelsche Salz bis in eine Tiefe von ca. 55 mm nachweisbar. Die nasschemisch oder mit der RFA-Analyse ermittelten Chloridgehalte lagen bei allen Proben (maximale Probentiefe 80 mm) über dem Korrosionskriterium (Richartz-Kriterium) für Stahlbetonbauwerke von 0,4 M.-% in Bezug auf den Zementgehalt.

In den Abb. 3-20, Abb. 3-21 und Abb. 3-22 sind die analytisch gemessenen Chloridgehalte, bezogen auf Beton in Abhängigkeit vom Abstand der Beaufschlagungsfläche (Tiefe) dargestellt. Die Graphen ergeben sich aus dem Chloridgehalt für die Analyse entnommener Proben mit gemittelter Tiefe, d.h. der Chloridgehalt einer in einem Bereich von 1 cm bis 2 cm Tiefe entnommenen Probe wurde über einer Probentiefe von 1,5 cm aufgetragen. Die Ursache für die die hohen Chloridgehalte bei dem VB 2 im Jahr 2003, im Vergleich zu den Chloridgehalten der Jahre 2004 und 2005, konnte nicht geklärt werden.

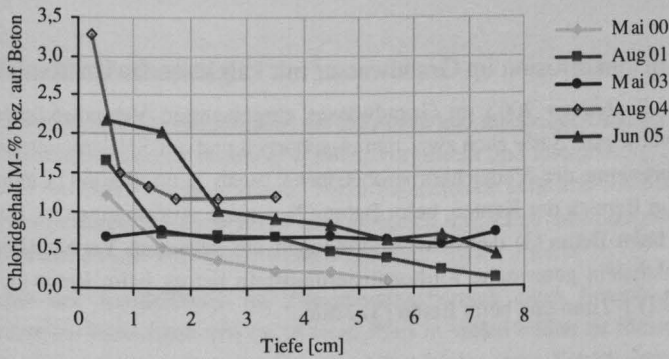


Abb. 3-20: Am VB 1 mittels Bohrmehlentnahme und RFA-/chemischer Analyse gemessene Chloridprofile.

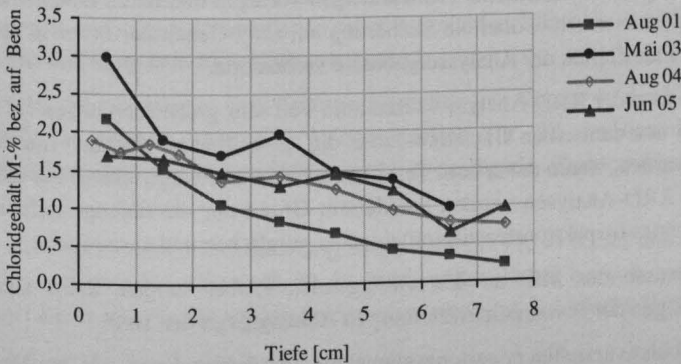


Abb. 3-21: Am VB 2 mittels Bohrmehlentnahme und RFA-/chemischer Analyse gemessene Chloridprofile.

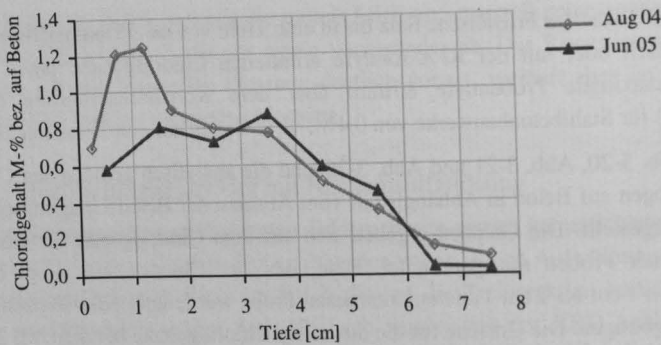


Abb. 3-22: Am VB 3 mittels Bohrmehlentnahme und RFA-/chemischer Analyse gemessene Chloridprofile

3.4.2.6. Betonkorrosion im Grundwasser mit kalklösender Kohlensäure

Von den im September 2003 im Grundwasser eingelagerten Versuchskörpern (siehe Tab. A-3), wurde eine Serie nach zwei Jahren geborgen und auf Schäden untersucht. Die visuelle Beurteilung der Versuchskörperoberfläche ergab beim Beton (1) eine geringe Aufrauung im Bereich der Kanten, beim Beton (2) geringe Aufrauungen im Bereich der Fläche und beim Beton (3) deutliche Aufrauungen am gesamten Versuchskörper. Die mit Phenolphthalein gemessene Karbonatisierungstiefe betrug beim Beton (1) 0,5 mm, beim Beton (2) 1-2 mm und beim Beton (3) 2 mm.

3.4.3. Diskussion der Messergebnisse

Bei der Bewertung der Analyseergebnisse ist zu berücksichtigen, dass für die meisten Untersuchungen nur sehr kleine Probenmengen vorlagen und damit erhebliche Streuungen zu erwarten waren, wobei die Skalierung am CaO -Gehalt der Probe in den meisten Fällen die Plausibilität der Analyseergebnisse verbesserte.

Die Ergebnisse der XRD-Analyse wiesen zum Teil sehr große Streuungen auf. Analyseergebnisse aus demselben Bauteilabschnitt die im zeitlichen Abstand von einem Jahr ermittelt wurden, waren daher zum Teil nicht miteinander vergleichbar. Für die Interpretation der XRD-Analysen wurden aus diesem Grund nur die tiefengestaffelten Proben innerhalb eines Inspektionstermins miteinander verglichen und ausgewertet.

Die Ergebnisse der MIP an den vorliegenden Proben zeigten keine signifikanten Veränderungen der Porenradienverteilung in Abhängigkeit der Tiefe.

Gute Ergebnisse erzielten erwartungsgemäß die Standardanalysen, z.B. zur Messung des Chloridgehaltes oder der Karbonatisierungstiefe. Auch die Messung der Betonabtragstiefe ist zuverlässig durchführbar und bedarf keiner weiteren Diskussion.

Daten für die adaptiven Simulationsberechnungen konnten mit den durchgeführten diskreten Untersuchungen für folgende Beaufschlagungsfelder gewonnen werden:

- Lösender Angriff mit essigsaurer Pufferlösung / VB 1-3,
- Chlorideintrag bei anliegender gesättigter *NaCl*-Lösung / VB 1-3,
- Abbau des Monokarbonats¹⁸ bei anliegender Ammoniumnitrat-Lösung / VB 2,
- Anstieg des Ettringitgehaltes bei anliegender Natriumsulfatlösung / VB 2.

Diskrete Untersuchungen sind in der Regel lokale, stichprobenartig durchgeführte Untersuchungen. Sie sind insbesondere bei einem quantitativen Nachweis einzelner Spezies mit einem erheblichen Aufwand verbunden, der bei realen Bauwerken nur in Einzelfällen vertretbar ist. Die durchgeführten diskreten Untersuchungen bestätigten oder ergänzten die vorliegenden, sensorisch erfassten Bauteilinformationen.

3.5. Zusammenfassung

Im Kap. 3 wurden die Messergebnisse der Sensoren und manueller Untersuchungen, die an drei Versuchsbauwerken ermittelt wurden, vorgestellt und interpretiert. Dabei wurde gezeigt, dass die Daten der eingesetzten Multiringelektrode aufgrund von nicht repräsentativen Transporteigenschaften im Verbundbereich zwischen Multiringelektrode und Zementstein meist nicht verwendet werden können.

Der Einsatz der Anodenleiter im Zugspannungsbereich eines Betonbauwerkes mit gezielt erzeugten Rissweiten von ca. 0,2 mm führt in vielen Fällen zu Messergebnissen, die nicht die erwartete Abhängigkeit in der Abfolge von Schädigungssignal und Tiefenlage des Sensors aufweisen. Da anhand der Messergebnisse nicht erkannt werden kann, ob der Sensor von einem Riss tangiert wird und wie der Riss den Sensor beeinflusst, ist der Einsatz der Anodenleiter im gerissenen Zugspannungsbereich eines Betonbauwerkes nach den vorliegenden Ergebnissen nicht zielführend; er ist im übrigen auch nach Herstellerangaben auch nicht vorgesehen.

Durchgeführte Untersuchungen zum Transportverhalten von Wasser in der Verbundzone Sensor/Beton zeigten, dass der Verbundbereich für die meisten möglichen Sensormaterialien von der Betonmatrix stark abweichende Transporteigenschaften aufweist.

Die Untersuchungen wurden in Anlehnung an die *DIN EN 12390-8* [58] unter Verwendung eines wasserlöslichen Farbstoffs *Eosin* durchgeführt. Dabei hat sich gezeigt, dass der Farbstoff *Eosin* nicht in die intakte Betonmatrix eindringt, jedoch die Verbundberei-

¹⁸ Monokarbonat wird bei einem lösenden Angriff als erstes abgebaut und ist daher eine geeignete Indikatorspezies für eine beginnende Schädigung (siehe Abb. 5-25 sowie Abb. A-30 und Abb. A-31 im Anhang).

che deutlich kennzeichnet. In einem weiteren Versuch konnte gezeigt werden, dass es möglich ist Sensoren unter Verwendung eines niedrigviskosen Epoxydharzes an die Betonmatrix anzukoppeln ohne die Transporteigenschaften des verbleibenden Betons signifikant zu verändern.

Für die Verifikation der Sensorsignale und für die Ermittlung adaptiver Eingangsdaten für die Simulationsberechnung wurden zahlreiche analytische Versuche durchgeführt und ausgewertet. Dabei war es nicht möglich mit repräsentativen Probenmengen zu arbeiten. Um die Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu verbessern, wurden die Ergebnisse am CaO -Gehalt der Proben skaliert, was in den meisten Fällen zu einer Verbesserung der Ergebnisplausibilität führte.

Die Untersuchungen in diesem Kapitel zeigen die Notwendigkeit einer kontinuierlichen Weiterentwicklung betongeeigneter Sensoren, um Schädigungsprozesse an Bauwerken zeitnah erkennen und prognostizieren zu können.

4. Untersuchung zur Selbstabdichtung von Betonbauteilen

Für Prognoseberechnungen mit Transport-Reaktions-Modellen ist die zeitlich und quantitativ korrekte Berechnung der Stofftransporte eine wichtige Voraussetzung. Einige Literaturstellen [4], [28], [33], [34], [70], [78] weisen darauf hin, dass Beton eine vom Wurzel-Zeit-Gesetz abweichende Wasseraufnahmegeschwindigkeit hat, die mit einer Selbstabdichtung begründet wird (siehe auch Kap. 2.3.5).

Am deutlichsten zeigt sich der Effekt der Selbstabdichtung bei den Versuchen von *Beddoe/Springenschmid* [4]. Dort wird zudem ein Zusammenhang zwischen Bauteildicke und Selbstabdichtungseffekt aufgezeigt.

Für den unter unterschiedlichen Versuchsbedingungen beobachteten Selbstabdichtungseffekt werden verschiedene verantwortliche Mechanismen diskutiert. In *Volkwein* [78] wird ein Bingham'sches Fließverhalten der Porenlösung vorgeschlagen. Dazu wurde im Rahmen dieser Arbeit die Scherfestigkeit einer synthetischen Porenlösung untersucht (gesättigte $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Lösung + 0,5 mol $\text{K}(\text{OH})/\text{l}$). Ein Bingham'sches Verhalten konnte weder bei der Porenersatzlösung, noch bei einer Porenersatzlösung + NaCl nachgewiesen werden. In *Volkwein* [78] wurde angeführt, dass die Bingham'sche Eigenschaft der Porenflüssigkeit erst in kleinen Poren durch eine Strukturierung der in der Porenlösung befindlichen Ionen entsteht. In *Winter/Krus/Künzel* [81] durchgeführte Untersuchungen an Materialien mit einer dem Zementstein ähnlichen Porenstruktur zeigen jedoch keine Selbstabdichtung des Materials. Ein anderer diskutierter Selbstabdichtungsmechanismus resultiert aus dem Quellen des Zementgels in den Gelporen des Zementsteins (*Samson* [68]). Dem stehen jedoch die Beobachtungen in *Holm/Krus/Künzel* [33] entgegen, nach dem ein bei 65% rel. Feuchte konditionierter Versuchskörper keine Selbstabdichtung aufweist. *Holm/Krus/Künzel* [33] begründen die Selbstabdichtung mit der Verformung des Versuchskörpers infolge des hygrischen Quellens durch die Wasseraufnahme. Demnach resultiert aus dem Quellvorgang der Zementsteinmatrix hinter der aufgequollenen Zone eine Verengung des Porensystems, die für die Selbstabdichtung ursächlich sein könnte.

Ebenfalls in *Holm/Krus/Künzel* [33] wird die Möglichkeit aufgezeigt, dass die Selbstabdichtung durch Lufteinschlüsse in Kapillaren verursacht wird, die den Kapillartransport unterbrechen oder durch einen Gegendruck stark behindern. Untersuchungen in *Volkwein* [78] zeigen jedoch, dass Luft in wassergesättigten Porensystemen entlang der größeren Poren entweichen kann. Eine von *Hearn/Morley* [28] aufgestellte Theorie geht davon aus, dass es durch wechselnde Feuchte zu Lösungs-, Ablagerungs- und Ausfällungseffekten im Porensystem kommt, die eine Selbstabdichtung verursachen. Die Versuche von *Beddoe/Springenschmid* [4] zeigen jedoch, dass die Selbstabdichtung auch bei Erstbeaufschlagung eines Versuchskörpers auftritt.

4.1. Versuchsreihe zur Klärung des Selbstabdichtungseffekts im Beton

Aus den Untersuchungen der genannten Literaturstellen [4], [28], [33], [34], [70], [78] geht nicht eindeutig hervor, ob es sich bei den Selbstabdichtungseffekten um eine von Anfang an bestehende Dichtigkeit des Beton handelt, oder ob die Selbstabdichtung nachträglich durch äußere Einflüsse entsteht. Genau diese Information ist jedoch notwendig, um die kapillargebundenen Transportprozesse realitätsnah in Transport-Reaktions-Modellen zu berücksichtigen. Daher wurden im Rahmen dieser Arbeit drei Versuche durchgeführt. Der erste und zweite Versuch gehen in der Versuchshypothese von einer nachträglichen Selbstabdichtung durch eine Veränderung des Porensystems aus, die indirekt mit der MIP (Versuch 1) oder mit dem System „Atmoperm“ (Versuch 2) aufgezeigt werden können. Bei der Versuchsplanung wurde davon ausgegangen, dass lösliche Spezies (z.B. $Ca(OH)_2$) beim Trocknen mit der Porenlösung in den Versuchskörper transportiert werden, und dort durch die Übersättigung der Porenlösung infolge des verdunstenden Wassers ausfallen und das Porensystem verengen. Beim nächsten Befeuchtungsvorgang werden die löslichen Spezies im gesamten zugänglichen Porensystem gelöst und durch die Übersättigung der Porenlösung während der Trocknung erneut an die Engstellen umgelagert. So könnte in den feineren Kapillaren eine Abdichtung entstehen. Es wurde angenommen, dass durch die mehrfache zyklische Wiederholung der Beaufschlagung und Trocknung der Effekt verstärkt wird.

Die Versuchshypothese für den dritten Versuch geht von einer anfänglichen Dichtigkeit aus, die sich mit dem System „Atmoperm“ aufzeigen lässt. Der Versuch 3 wurde zudem so konzipiert, dass eine Systemüberprüfung des Messsystems „Atmoperm“ möglich ist und Daten für eine beispielhafte Berechnung des Permeabilitätskoeffizienten erzielt werden konnten. Details zu den Versuchen sind in den Versuchsbeschreibungen aufgeführt.

4.1.1. Versuch 1 - Nachweis einer Selbstabdichtung durch Umlagerungseffekte

Für die Versuchsdurchführung wurden kleine Mörtelzylinder ($\varnothing = 10 \text{ mm}$, $h = 10 \text{ mm}$) hergestellt. Ausschlaggebend für die Mörtelrezeptur war die Verarbeitbarkeit. Der verwendete Mörtel hatte ein Größtkorn von 4 mm, einen w/b -Wert von 0,60 und einen Zementgehalt von 380 kg/m^3 . Die Mörtelzylinder wurden 3 Tage in der Schalung belassen und anschließend vier Tage in feuchten Tüchern gelagert. Mit den Beaufschlagungszyklen wurde vier Wochen nach der Herstellung begonnen. Ein Beaufschlagungszyklus mit Trocknung dauerte 3 Tage. Er begann mit einer Beaufschlagung im Wasserbad von 15 min Dauer, gefolgt von einer ca. 16-stündigen Lagerung in einer geschlossenen Dose. Nach ca. 16 Stunden wurde die Dose für ca. eine Stunde zum Vortrocknen der Versuchskörper geöffnet, bevor die Versuchskörper in geschlossener

Dose über Kieselgel bis zur nächsten Beaufschlagung getrocknet wurden. Der Beaufschlagungszyklus ist in der Abb. 4-1 dargestellt.

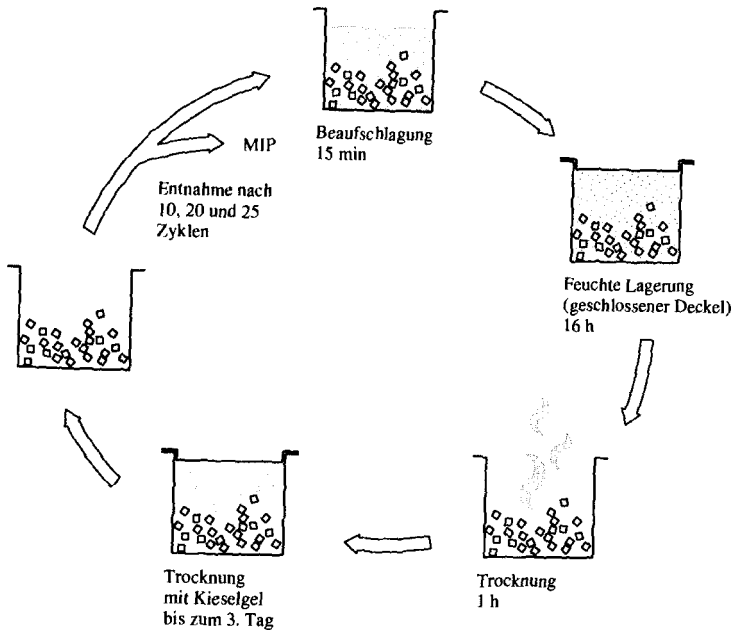


Abb. 4-1: Beaufschlagungszyklus der Mörtelzylinder (Versuch 1).

Um ein Auslaugen der Proben durch die Beaufschlagung mit Wasser zu verhindern, wurden vor Versuchsbeginn später nicht weiter verwendete Versuchskörper im Beaufschlagungswasser eingelagert, bis der pH-Wert größer zehn war. Die verwendete Beaufschlagungslösung wurde nach der Beaufschlagung aufgefangen und für die nächste Beaufschlagung aufgehoben. Die Entnahme der Versuchskörper erfolgte nach 10, 20 und 25 Beaufschlagungszyklen.

Für die Untersuchung eines Abdichtungseffekts wurde die Quecksilberdruckporosimetrie (MIP) eingesetzt (siehe Kap. 3.4.1.4). Um den Flaschenhalseffekt¹⁹ der MIP bei der Untersuchung auszunutzen, wurden die beaufschlagten Zylinder im Ganzen analysiert. Zum Vergleich der Porenradienverteilung wurden zeitgleich mit der Entnahme der zyklisch beaufschlagten Versuchskörper unter konstanter Feuchte (3% rel. F.;

¹⁹

Der Flaschenhalseffekt bewirkt, dass größere Poren, die nur durch kleinere Poren (Flaschenhals) zu erreichen sind, mit dem Porenradius der kleineren Poren bewertet werden. Dadurch kommt es zu einer Überbewertung des Gesamtvolumens der kleineren Porenradien. Eine Verschiebung der Porenradienverteilung zugunsten der kleineren Porenradien wäre ein Beleg für die Ausbildung von Engstellen und damit ein eindeutiges Indiz für einen Abdichtungseffekt durch Umlagerung löslicher Spezies.

65% rel. F.; 99% rel. F.) gelagerte Versuchskörper entnommen und zeitnah analysiert. Die Auswertung der Porenradienverteilung ergab keine erkennbaren Unterschiede. Zwar besteht durch die bei der MIP notwendigen hohen Drücke die Möglichkeit, dass neu gebildete Einschnürungen wieder zerstört werden. Unwahrscheinlich ist jedoch, dass dies an allen neu gebildeten Einschnürungen eintritt. Es kann daher davon ausgegangen werden, dass die Umlagerung von löslichen Spezies bei der gewählten Versuchsdurchführung keine Selbstabdichtung der Porensysteme bewirkt.

4.1.2. Versuch 2 - Veränderung der oberflächennahen Gaspermeabilität infolge einer zyklischen Beaufschlagung

Im zweiten Versuch zur Selbstabdichtung wurde untersucht, ob die oberflächennahe Betonpermeabilität durch eine zyklische Beaufschlagung mit Wasser verändert wird. Um die Versuchsergebnisse ggf. bei den adaptiven Simulationsberechnungen berücksichtigen zu können, wurde die Betonrezeptur des Versuchsbauwerkes I (siehe Tab. A-1) übernommen und nur der w/b -Wert (0,5; 0,55; 0,6) variiert. Der w/b -Wert hat entscheidenden Einfluss auf das Porengefüge der Betonmatrix und damit auf die kapillaren Transportprozesse, die bei diesem Versuch im Mittelpunkt des Interesses standen.

Von jedem Beton wurden 10 Versuchskörper (20-20-20 cm) und drei Wasserplattenkörper nach *DIN EN 12390-8* [58] hergestellt. Die VK wurden 14 Tage unter Folie und danach bei ca. 20°C und ca. 55% rel. F. gelagert. Nach 3 Monaten wurden die VK fünfseitig mehrschichtig mit Epoxydharz abgedichtet. In der dritten, vierten und fünften Schicht wurde zusätzlich Aluminiumfolie zur Verbesserung der Gasdichtigkeit einlaminiert.

Zur Beobachtung der Veränderungen wurde an den Versuchskörpern das Messsystem „Atmperm“ (siehe Kap. 3.3.5) installiert. Kommt es durch die zyklische Beaufschlagung zu einer oberflächennahen Abdichtung des Porensystems, so wurde erwartet, dass der gemessene Gasdruck infolge der Beaufschlagungen²⁰ abnimmt. Gleichzeitig wurde erwartet, dass die bei einer Temperaturveränderung bewirkte Gasdruckdifferenz (ideales Gasgesetz) steigt, sofern eine oberflächennahe Abdichtung entsteht und damit der Gasaustausch verringert wird. Zur Messung der Gasdruckdifferenzen wurden in die Versuchskörper Löcher mit $\varnothing = 11$ mm und einer Tiefe von 5,5 cm gebohrt und anschließend mit Packern und Epoxydharz wieder verschlossen. Für die Luftdruckmessung wurden an die Packer Absolutdrucksensoren vom TYP Motorola

²⁰ Wird ein kapillar poröser Körper mit Wasser beaufschlagt, verdrängt das kapillar eindringende Wasser die in dem Kapillarsystem vorhandene Luft. Je nachdem, wie schnell das Wasser eindringt und wie gut die Luft in das tiefer liegende Porensystem ausweichen kann, baut sich vor der Wasserfront ein Luftdruck auf, der mit dem vorgestellten System „Atmperm“ (Kap. 3.3.5) gemessen werden kann.

MPX AZ4115A oder Differenzdrucksensoren vom Typ Honeywell ASDX001D44D angeschlossen. Die Abb. 4-2 zeigt einen Versuchskörper mit installierter Messtechnik.

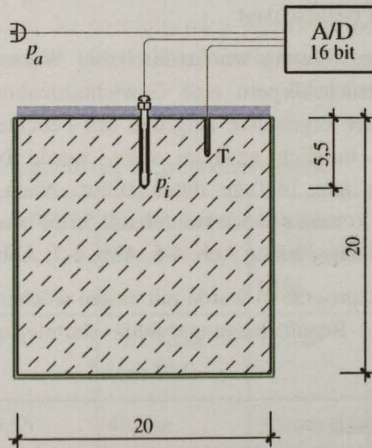


Abb. 4-2: Versuchskörper mit installierter Messtechnik System „Atmoperm“.

Die Messdatenerfassung erfolgte durch computergesteuerte 16 Bit analog/digital Wandlerkarten, die mit einem Messintervall von zwei Minuten betrieben wurden. Insgesamt wurden 21 Versuchskörper an die Messanlage angeschlossen. Die verbleibenden Körper wurden im Versuchsraum gelagert, jedoch nicht beaufschlagt. Sie waren für Abschlussuntersuchungen eingeplant, die im Kap. 4.1.2.2 gezeigt werden.

Da die Gaspermeabilität durch den Feuchtegehalt der Betonmatrix beeinflusst wird, wurde über die Versuchsdauer ein stabiles Gewicht bzw. eine geringfügige Gewichtsabnahme der VK durch Austrocknung angestrebt.

Für die Festlegung der maximalen Beaufschlagungsmenge wurde daher zu Beginn des Versuchs aus jeder Betonserie ein VK mit Wasser beaufschlagt (siehe Abb. 4-2) und die in 24 Stunden aufgenommene Wassermenge durch Differenzwiegung der VK gewichtsmäßig erfasst.

Der Beton 1 mit dem w/b -Wert 0,5 nahm in dem Beobachtungszeitraum ca. 107 g, der Beton 2 mit dem w/b -Wert von 0,55 ca. 176 g und der Beton 3 mit dem w/b -Wert von 0,6 ca. 154 g Wasser auf²¹. Die Betone gaben innerhalb der folgenden 7 Tage unter den Klimabedingungen des Kellerraumes ca. 50 g; 71 g und 74 g Wasser durch Verdunstung wieder ab (siehe Tab. 4-1). Auf der Grundlage dieser Beobachtung wurde die maximale

²¹ Die Ursache für die erhöhte Wasseraufnahme des Beton 2 im Vergleich zum Beton 3 konnte nicht gefunden werden.

Beaufschlagungsmenge für einen Teil der VK auf 50 ml begrenzt, was der geringsten beobachteten Wasserabgabe durch Verdunstung entspricht. Um eine geringfügige Austrocknung sicher zu erreichen, wurden die anderen Versuchskörper (siehe Kap. 4.1.2.1) nur mit 20 ml beaufschlagt.

Während der Versuchsdurchführung wurde durch die Wasseraufnahme bei den mit 50 ml beaufschlagten Versuchskörpern eine Gewichtszunahme beobachtet. Da eine eindeutige Interpretation der Ergebnisse aufgrund des Feuchteinflusses auf die Gaspermeabilität nicht mehr möglich gewesen wäre, wurde bei diesen Körpern die Beaufschlagung nur noch alle 14 Tage durchgeführt. Nach der Vergrößerung der Beaufschlagungsintervalle kommt es auch bei den mit 50 ml beaufschlagten VK zu einer geringfügigen Gewichtsabnahme (siehe Abb. 4-6, Abb. 4-7, Abb. 4-8).

Das nachfolgende Versuchsprogramm wurde mit einem wöchentlichen bzw. 14-tägigen Zyklus durchgeführt. Der Beaufschlagungszyklus startete ca. 8 Monate nach der Betonage der VK.

Wöchentlicher Versuchszyklus

- | | |
|---------|---|
| Tag 1 | Wiegen der Versuchskörper / Aufzeichnen des Gewichtes.
Vollständiges Benetzen der Beaufschlagungsfläche mit einer definierten Wassermenge (20/50 ml). Bei den Beaufschlagungen wurde darauf geachtet, dass die Oberfläche der VK schnellstmöglich vollständig mit Wasser bedeckt wurde.
Nach 30 min Abnehmen des nicht aufgenommenen Wassers mit Protokollierung der abgenommenen Wassermenge / Trocknen der Versuchskörper gemäß der Klimabedingungen im Kellerraum (ca. 50% rel. F., 22°C). |
| Tag 2-3 | Trocknen der Versuchskörper gemäß der Klimabedingungen im Kellerraum. |
| Tag 4 | Schnelle Temperaturerhöhung im Kellerraum (ΔT ca. +12°C)
Trocknung der Versuchskörper. |
| Tag 5 | Schneller Temperaturabfall im Kellerraum (ΔT ca. -12°C)
Trocknung der Versuchskörper. |
| Tag 6-7 | Trocknung der Versuchskörper. |

Während der gesamten Versuchsdauer wurden der atmosphärische Druckverlauf, der Druckverlauf in den Versuchskörpern und die Versuchskörpertemperatur aufgezeichnet.

4.1.2.1. Auswertung des Versuchs

Zur Einschätzung der Wasseraufnahmeeigenschaften der verwendeten Betone wurden die Wassereindringtiefen gemäß *DIN EN 12390-8* [58] und die Wasseraufnahme/-abgabe bestimmt. Sie sind in der nachfolgenden Tabelle gemeinsam mit den Ergebnissen der Untersuchungen zur freien Wasseraufnahme/-abgabe (siehe Kap. 4.1.2) aufgeführt.

Tab. 4-1: Wassereindringtiefe der verwendeten Betone

Beton Nr.	Bezeichnung	w/b-Wert	Ausbreitmaß	Wassereindringtiefe	Wasseraufnahme in 24 h	Wasserabgabe in 7 d
1	VK_050	0,50	39/53 mm (mit FM)	16 mm	107 g	50 g
2	VK_055	0,55	48 mm	36 mm	176 g	71 g
3	VK_060	0,60	58 mm	30 mm	154 g	74 g

Aus der Tabelle geht hervor, dass der Beton 2 eine größere Wassereindringtiefe hat als der Beton 3. Die Untersuchung bestätigt damit die Ergebnisse der innerhalb von 24 h aufgenommene Wassermenge. Eine Ursache für die erhöhte Wasseraufnahme des Beton 2 wurde nicht gefunden. Bei der Wasserabgabe liegt der Beton 2 erwartungsgemäß zwischen dem Beton 1 und dem Beton 3.

Wasseraufnahme

Die nachfolgenden Abbildungen: Abb. 4-3, Abb. 4-4 und Abb. 4-5 zeigen die Wasseraufnahme (y-Achse) der Versuchskörper in Abhängigkeit der Versuchsdauer (x-Achse) und der w/b-Werte. Sie ergibt sich aus der Differenz der Beaufschlagungsmenge der nach 30 Minuten wieder abgenommenen Wassermenge, die aus der Gewichts-differenz von Haushaltspapiertüchern vor und nach dem Abtupfen der Beaufschlagungsfläche bestimmt wurde.

Jeder in den Abbildungen eingetragene Punkt entspricht einer Beaufschlagung. In der Legende sind die mit 50 ml beaufschlagten VK mit (A), die mit 20 ml mit (B) gekennzeichnet. Die für die Ermittlung der Wasseraufnahme innerhalb von 24 Stunden verwendeten VK haben die Kennzeichnung (C). Zur Unterscheidung der Versuchskörper sind diese nummeriert. Beispiel für den Legendeneintrag „VK_050-3 B“ → Dritter Versuchskörper aus dem Beton 1 mit einem w/b-Wert von 0,5 und einer Beaufschlagungsmenge von 20 ml Wasser pro Beaufschlagungszyklus.

Die Abb. 4-3 zeigt die aufgenommene Wassermenge der VK_050. Die Auswertung der in 30min aufgenommenen Wassermenge ist bei den mit 50ml beaufschlagten VK_050-1/2 nicht eindeutig, da die Wasseraufnahme bei dem VK_050-2 leicht zunahm, bei dem anderen Versuchskörper jedoch abnahm. Am Ende der Versuchsdauer betrug die aufgenommene Wassermenge bei beiden VK ca. 35ml. Bei den mit 20ml beaufschlagten VK_050-3/4/5/6/7) war im Versuchszeitraum keine Veränderung zu erkennen. Der im Vorversuch beaufschlagte VK_050-7 nahm nicht die volle Wassermenge (20 ml) auf.

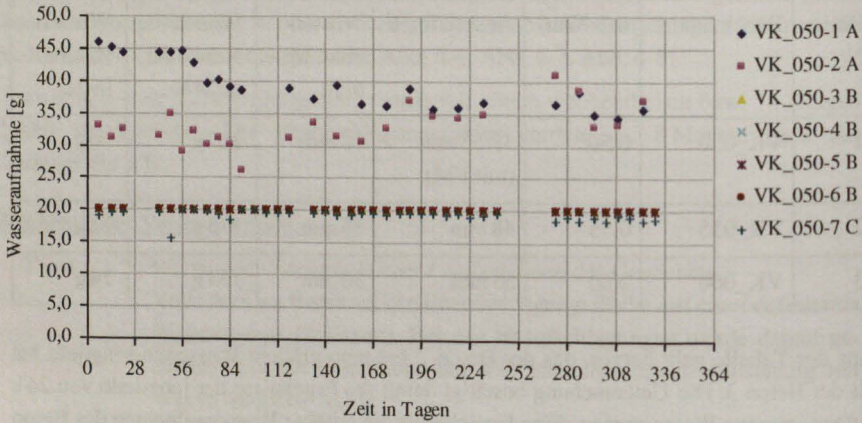


Abb. 4-3: Wasseraufnahme der Versuchskörperserie VK_050.

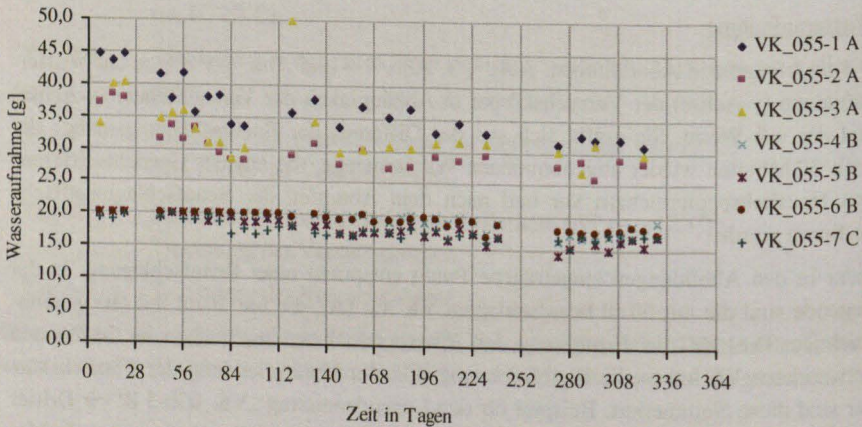


Abb. 4-4: Wasseraufnahme der Versuchskörperserie VK_055.

Die Abb. 4-4 zeigt die Wasseraufnahme für den Beton mit einem w/b -Wert von 0,55. Bei der Auswertung der Diagramme fällt auf, dass bei den mit 50 ml beaufschlagten VK_055-1/2/3 die in 30 min aufgenommene Wassermenge innerhalb weniger Beaufschlagungszyklen abnimmt und am Versuchsende ca. 30 ml beträgt. Ebenso verringert sich die aufgenommene Wassermenge der mit 20 ml beaufschlagten Versuchskörper. Sie beträgt am Versuchsende ca. 18 ml.

Die Wasseraufnahme der VK_060 ist in der Abb. 4-5 dargestellt. Über die Versuchszeit weisen die mit 50 ml beaufschlagten VK_060 1/2/3 tendenziell eine Verringerung der Wasseraufnahme auf. Die Messergebnisse streuen jedoch deutlich stärker als bei den VK_050 und VK_055. Die mit 20 ml beaufschlagten VK_060-4/5/6/7 nehmen während der gesamten Versuchsdauer die volle Wassermenge auf.

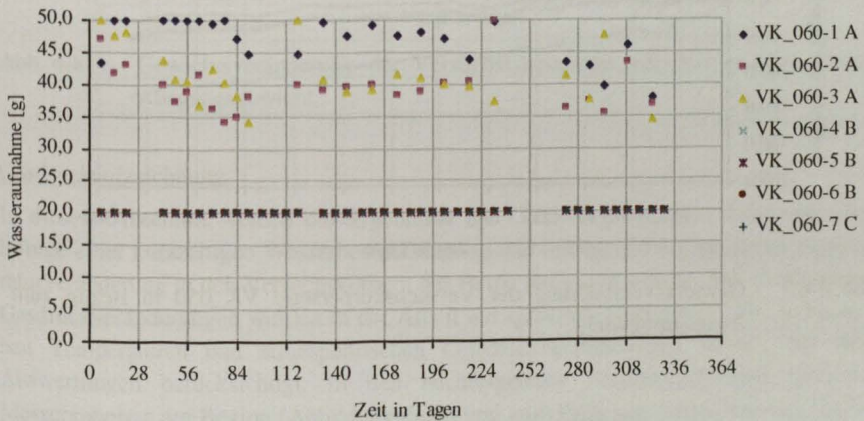


Abb. 4-5: Wasseraufnahme der Versuchskörperserie VK_060.

Die Abb. 4-6, Abb. 4-7 und Abb. 4-8 zeigen die Gewichtsveränderung der Versuchskörper während der Versuchsdauer in Bezug zum Ausgangsgewicht. Das Gewicht der Versuchskörper wurde wöchentlich kurz vor der Beaufschlagung gemessen. Die mit 50 ml beaufschlagten VK zeigen einen anfänglichen Gewichtsanstieg. Nach der Vergrößerung der Beaufschlagungsintervalle weisen alle VK eine geringe Gewichtsabnahme auf.

Die VK mit der Seriennummer (7) haben bei allen Versuchskörperserien die größte Gewichtsabnahme. Dies resultiert aus dem größeren Anfangswassergehalt. Daraus folgt, dass der Zeitraum von 2 Monaten nicht ausreicht hat, um die beim Eingangsversuch aufgenommene Wassermenge wieder abzugeben. Sie zeigen weiter, dass die quantitative Feuchteabgabe von der Feuchte der Versuchskörper abhängig ist.

Die Gewichtsabnahme ist bei der Versuchskörperserie VK_055 ca. doppelt so groß wie bei den Serien VK_050 und VK_060. Da die Serie VK_055 die geringste Wasseraufnahme aufweist, ist davon auszugehen, dass die Verdunstung bei allen Versuchskörperserien sehr ähnlich ist und die Differenz bei der Gewichtsabnahme aus unterschiedlicher Wasseraufnahme resultiert.

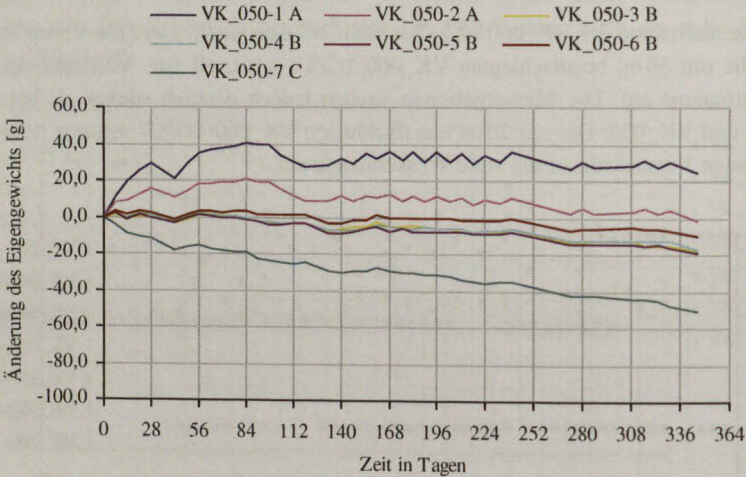


Abb. 4-6: Gewichtsveränderung der Versuchskörperserie VK_050 in Bezug zum Ausgangsgewicht.

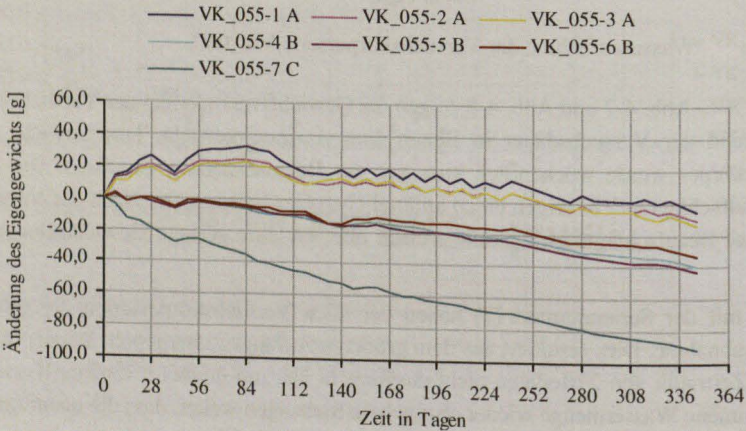


Abb. 4-7: Gewichtsveränderung der Versuchskörperserie VK_055 in Bezug zum Ausgangsgewicht.

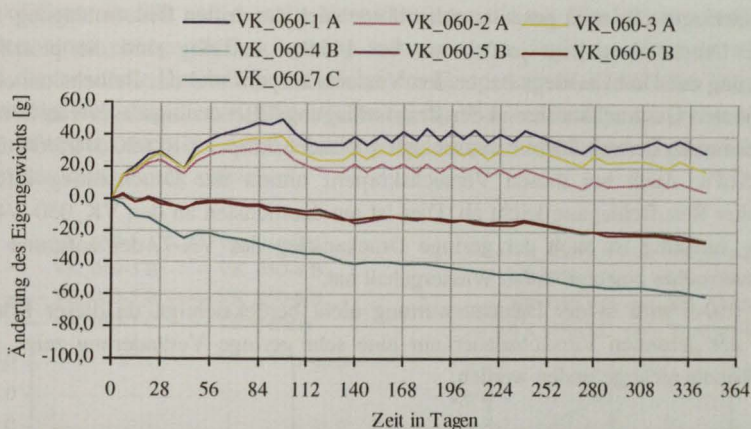


Abb. 4-8: Gewichtsveränderung der Versuchskörperserie VK_060 in Bezug zum Ausgangsgewicht.

Gasdruckaufzeichnung

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse der Gasdruckmessungen dargestellt, die infolge einer kurzzeitigen Wasserbeaufschlagung und infolge einer gesteuerten Temperaturveränderung in den Versuchskörpern aus Beton gemessen wurden. Die gemessenen Gasdruckveränderungen wurden in der Arbeit nur qualitativ ausgewertet. Die gemessenen Temperaturen und atmosphärischen Luftdruckveränderungen wurden bei den Auswertungen berücksichtigt. In den nachfolgenden Diagrammen sind typische Messergebnisse am Beginn (Abbildung links) und zum Ende der Versuchsserie (Abbildung rechts) gezeigt.

Die Abb. 4-9 und Abb. 4-10 zeigen den Druckanstieg infolge der Beaufschlagung in der Versuchskörperserie (VK_050) mit dem w/b -Wert 0,5. Dabei wurden die VK_050-1/2 mit 50 ml, alle anderen VK mit 20 ml beaufschlagt. Der Gasdruckanstieg²² infolge der eindringenden Wasserfront ist bei den mit 50 ml beaufschlagten VK_050-1/2 deutlich zu erkennen. Die Druckanstiegsgeschwindigkeit unmittelbar nach der Beaufschlagung ist etwa gleich groß, erreicht jedoch bei dem VK_050-2 einen deutlich geringeren Maximalwert. Er beträgt am Anfang des Versuchszeitraumes maximal 36 hPa (VK_050-1) und 25 hPa (VK_050-2). Der Vergleich mit den Ergebnissen der Wasseraufnahme (Abb. 4-3) ergibt das der VK_050-2 deutlich weniger Wasser aufgenommen hat, als der VK_050-1. Hieraus erklärt sich das unterschiedliche Gasdruckmaximum. Nach 22 Beaufschlagungen (Abb. 4-10 und Abb. 4-12) erfolgt der Druckanstieg unmittelbar nach

²² Der Druckanstieg in den Versuchskörpern erfolgt leicht zeitversetzt. Dies resultiert aus einer minimalen Zeitverzögerung des Beaufschlagungsbeginns der Würfel.

der Beaufschlagung in etwa genau so schnell wie nach der dritten Beaufschlagung. Der maximale Druckanstieg liegt jedoch nur bei 10 hPa. Auffällig sind die plötzliche Verringerung des Druckanstiegs bei beiden Versuchskörpern und das Beibehalten eines fast konstanten Gasdrucks während der Beaufschlagungs-/Benetzungsdauer von 30 min. Der Druckanstieg der mit 20 ml beaufschlagten Versuchskörper VK_050-3/4/5/6/7 liegt bei ca. 5 hPa. Auch bei diesen Versuchskörpern nimmt der Druckanstieg infolge wiederholter Beaufschlagung leicht ab. Dies ist am deutlichsten an den VK_050-3/4 zu erkennen. Auffällig ist auch der geringe Druckanstieg des VK 7, der aufgrund des Eingangsversuches einen größeren Wassergehalt hat.

Der VK_050-5 wird in der Datenauswertung nicht berücksichtigt, da dieser Körper während der gesamten Versuchsdauer nur eine sehr geringe Veränderung zeigt. Die Ursache konnte nicht gefunden werden.

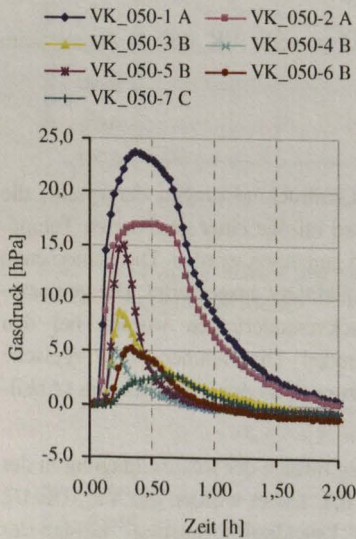


Abb. 4-9: Gasdruckentwicklung in den Versuchskörpern der Serie VK_050 infolge der 3. Wasserbeaufschlagung.

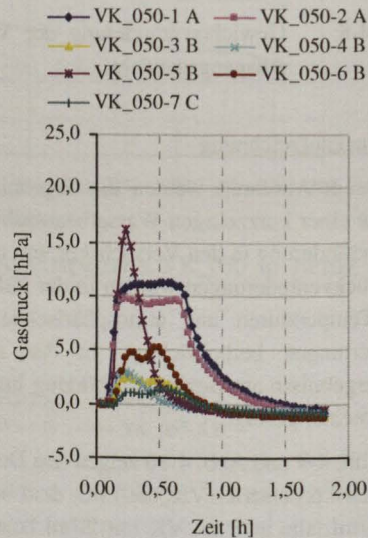


Abb. 4-10: Gasdruckentwicklung in den Versuchskörpern der Serie VK_050 infolge der letzten Wasserbeaufschlagung.

Die Abb. 4-11 und Abb. 4-12 zeigen den Druckanstieg infolge der Temperaturveränderung im selben Zyklus. Die Veränderung des Gasdrucks infolge der Temperaturveränderung ist deutlich geringer, als die Veränderung des Gasdrucks infolge der Wasserbeaufschlagung. Er liegt für die VK_050-1/2/5 bei maximal 2 hPa (Temperaturabfall) und bei den VK_050-3/4/6/7 zwischen 2,5 und 4,5 hPa. Trotz der sehr geringen

Druckdifferenzen fällt auf, dass die Versuchskörper, die mit 50 ml Wasser beaufschlagt wurden, einen geringeren Druckanstieg aufweisen. Am Ende des Versuchszeitraumes nahm die maximale Druckdifferenz infolge des Temperaturabfalls bei allen Körpern ab. Dabei zeigt sich, dass die VK_050-3/4, die bei der Wasseraufnahme die größte Veränderung aufweisen, auch bei der Ausbildung der temperaturbedingten Gasdruckdifferenz die größte Veränderung aufweisen.

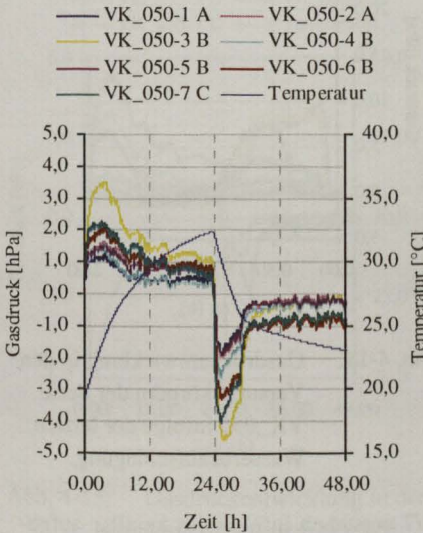


Abb. 4-11: Gasdruckentwicklung in den Versuchskörpern der Serie VK_050 infolge Temperaturveränderung im 3. Heizzyklus.

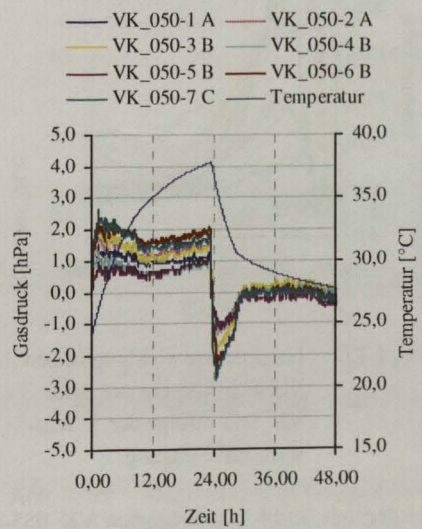


Abb. 4-12: Gasdruckentwicklung in den Versuchskörpern der Serie VK_050 infolge Temperaturveränderung im letzten Heizzyklus.

Die Abb. 4-13 und Abb. 4-14 zeigen den Druckanstieg in den VK_055 infolge der Beaufschlagung mit Wasser zu Beginn und am Ende der Beaufschlagungsserie. Bei der Versuchskörperserie VK_055 mit einem w/b -Wert von 0,55 wurden die VK_055-1/2/3 mit 50 ml und die VK_055-4/5/6/7 mit 20 ml beaufschlagt.

Der Überdruck in den mit 50 ml beaufschlagten VK_055-1/2/3 liegt zu Beginn der Versuchserie zwischen 20 und 25 hPa. Am Ende der Versuchserie steigt der gemessene Luftdruck kurzzeitig auf ca. 10 hPa an, bevor der Druck auf ca. 7 hPa wieder abfällt und während der Beaufschlagungsdauer annähernd konstant bleibt. Es fällt auf, dass der Druckanstieg abrupt endet, obwohl die Oberfläche der VK noch mit Wasser benetzt ist. Das Maximum ist bereits nach 6 min erreicht.

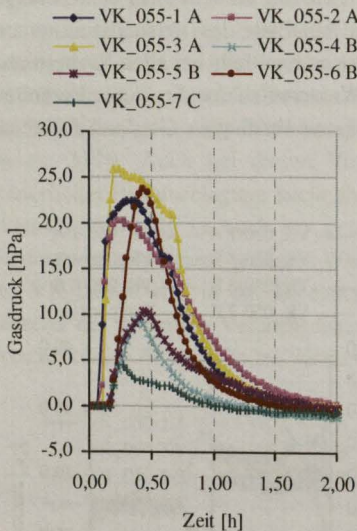


Abb. 4-13: Gasdruckentwicklung in den Versuchskörpern der Serie VK_055 infolge der 3. Wasserbeaufschlagung.

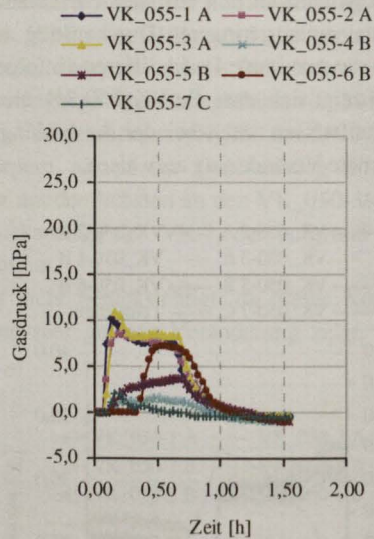


Abb. 4-14: Gasdruckentwicklung in den Versuchskörpern der Serie VK_055 infolge der letzten Wasserbeaufschlagung.

Bei den mit 20ml beaufschlagten VK_055-4/5/7 entstehen infolge des kapillar aufgenommenen Wassers nur geringe Überdrücke. Aber auch bei diesen Versuchskörpern wird der resultierende Gasdruck während der Versuchsdauer niedriger. Der mit 20ml beaufschlagte VK_055-6 weicht während der gesamten Versuchsdauer im Gasdruckverlauf von den identisch beaufschlagten VK_055-4/5/7 ab. Aber auch bei dem VK_055-6 verändert sich das Wasseraufnahmeverhalten über die Versuchsdauer erheblich.

Nach 34 Beaufschlagungen beträgt der maximale Luftdruck im VK_055-6 ca. 7hPa im Vergleich zu ca. 23hPa nach der dritten Beaufschlagung. Wie bei den mit 50ml beaufschlagten VK entsteht während der Beaufschlagungsdauer ein konstantes Druckniveau bei ca. 7hPa.

Bei den in Abb. 4-15 und Abb. 4-16 dargestellten Druckveränderungen infolge Temperatur entsprechen die Messergebnisse des VK_055-6 den Messergebnissen der mit 20ml beaufschlagten VK.

Die infolge der Temperaturverringering gemessene maximale Gasdruckdifferenz liegt für die VK_055-4/5/6 bei ca. 5hPa und für die VK_055-1/2/3/7 bei ca. 1,5hPa. Auch hier fällt auf, dass die VK mit der größeren Beaufschlagungsmenge (VK_055-1/2/3)

oder der größeren Anfangsfeuchte (VK_055-7) geringere Gasdrücke infolge der Temperaturveränderung haben. Am Ende der Beaufschlagungsserie beträgt die infolge der Temperaturverringierung gemessene maximale Gasdruckdifferenz für die VK_055-4/5/6 ca. 3 hPa und für die VK_055-1/2/3/7 ca. 0,5 hPa.

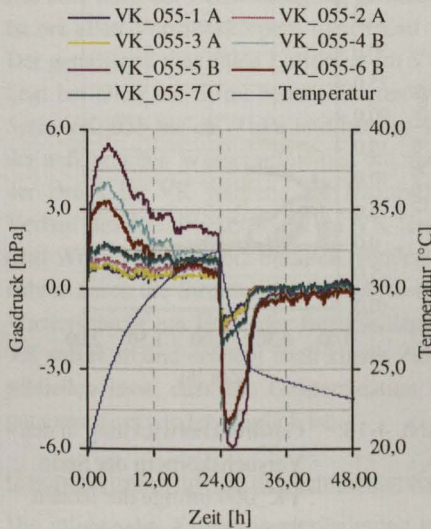


Abb. 4-15: Gasdruckentwicklung in den Versuchskörpern der Serie VK_055 infolge Temperaturveränderung im 3. Heizzyklus.

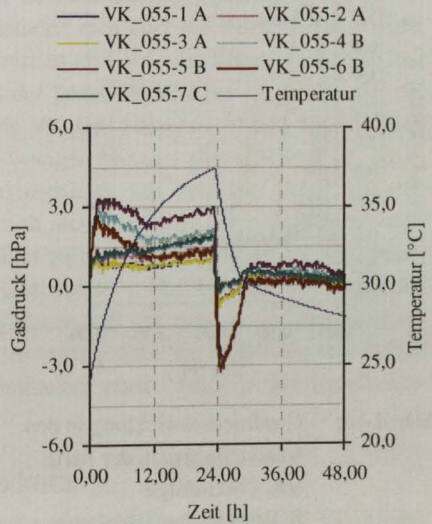


Abb. 4-16: Gasdruckentwicklung in den Versuchskörpern der Serie VK_055 infolge Temperaturveränderung im letzten Heizzyklus.

Die Abb. 4-17 und Abb. 4-18 zeigen die Messergebnisse der VK_060.

Bei der Serie VK_060 wurden die VK_060-1/2/3 mit 50 ml beaufschlagt und die VK_060-4/5/6 mit 20 ml. Die Diagrammlinie „Atmosphäre“ zeigt die Veränderung des atmosphärischen Luftdrucks, während der Auswertungsintervalle. Zu Beginn der Beaufschlagungsserie liegen die im Versuchskörper gemessenen Luftdrücke der VK_060-1/2/3 zwischen 20 und 36 hPa und die VK_060-4/5/6 zwischen 10 und 15 hPa.

Im letzten Beaufschlagungszyklus betragen die im VK gemessenen Luftdrücke nur noch 10 bis 15 hPa. Bei den VK_060-2/3 bilden sich auch wieder Druckniveaus aus. Sie sind jedoch nicht so stabil wie die bei den vorhergehenden Versuchsserien gemessenen Druckniveaus.

Die Veränderungen des Luftdrucks infolge der Temperaturveränderung waren bei den VK_060 nicht mehr messbar.

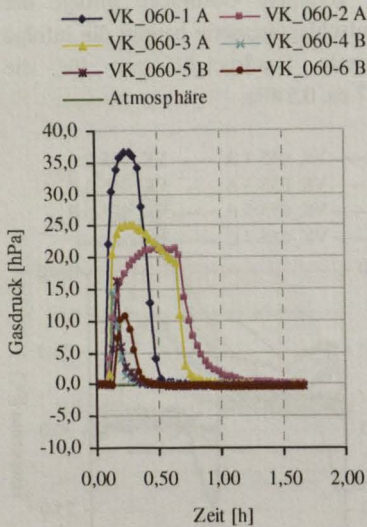


Abb. 4-17: Gasdruckentwicklung in den Versuchskörpern der Serie VK_060 infolge 3. Wasserbeaufschlagung.

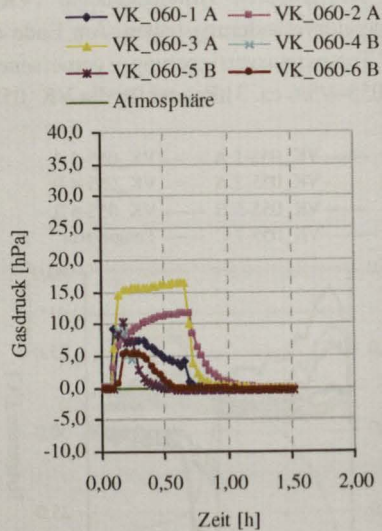


Abb. 4-18: Gasdruckentwicklung in den Versuchskörpern der Serie VK_060 infolge der letzten Wasserbeaufschlagung.

Auswertung der zyklischen Beaufschlagung

In der Auswertung wird davon ausgegangen, dass die gemessenen Feuchtigkeitsveränderungen in den VK keinen Einfluss auf die gemessenen Luftdruckverläufe haben. Die Veränderung des atmosphärischen Luftdrucks ist während der Messintervalle ebenfalls so klein, dass sie die Messergebnisse nicht beeinflusst.

Gasdruckanstieg infolge der Wasseraufnahme

Sofern das beaufschlagte Wasser nicht vollständig von den Versuchskörpern aufgenommen wurde, korrelieren die aufgenommenen Wassermengen mit dem gemessenen Luftdruckanstieg im VK innerhalb einer Serie. Da der im VK gemessene Luftdruck eine relative Gasvolumenveränderung (siehe Gleichung (3.3)) aufweist, kann davon ausgegangen werden, dass bei einem größeren Luftdruckanstieg ein größerer Porenanteil mit Wasser gefüllt wurde als bei einem geringeren Luftdruckanstieg. Damit entsprechen die gemessenen Luftdruckanstiege in den VK tendenziell der Erwartung, dass mit steigendem w/b -Wert Wasser besser in die Betonmatrix eindringt.

Bei allen VK verändert sich der im Körper gemessene Luftdruckverlauf vom Anfang des Beaufschlagungszyklus (2. Beaufschlagung) im Vergleich zum Ende der Beaufschlagung erheblich. Dabei zeigen die mit 50ml beaufschlagten VK eine stärkere

Veränderung als die mit 20 ml beaufschlagten VK, obwohl die mit 20 ml beaufschlagten VK fast doppelt so oft beaufschlagt wurden. Für die Veränderung des Porensystems durch die zyklische Beaufschlagung mit Wasser scheint daher eine vollständige Bedeckung der Beaufschlagungsfläche für ca. 30 min vorteilhaft zu sein.

Die kurz nach der Beaufschlagung gemessene Luftdruckanstiegsgeschwindigkeit im VK ist bei allen Versuchskörpern gleich und verändert sich über die Versuchsdauer nicht. Der gemessene maximale Luftdruck im VK nimmt im Laufe der Versuchsdauer ab und liegt bei allen mit 50 ml beaufschlagten VK der Serie VK_050 bei ca. 10 hPa, bei der Serie VK_055 bei ca. 7 hPa und bei der Serie VK_060 zwischen 10 und 15 hPa. Nach der anfänglichen Wasseraufnahme, die nach wenigen Minuten abgeschlossen ist, bleibt der Druck im VK während der Beaufschlagungsdauer fast konstant. Der gemessene Verlauf des Luftdruckanstiegs im VK lässt sich nicht mit einer Wasseraufnahme nach dem Wurzel-Zeit-Gesetz erklären, sondern führt zu der Annahme, dass die Wasseraufnahme durch die Struktur des Porensystems gestoppt wird. Mit Abnahme der stehenden Wasserschicht am Ende der Beaufschlagungsdauer fällt der gemessene Überdruck im VK sofort ab und erreicht nach kurzer Zeit den atmosphärischen Luftdruck, was darauf schließen lässt, dass die Gaspermeation unmittelbar nach Abnahme des Beaufschlagungswassers wieder möglich ist.

Gasdruckanstieg infolge der Temperaturveränderung

Die infolge der Temperaturveränderung gemessenen Luftdruckverläufe im VK zeigen bei den mit 50 ml beaufschlagten VK geringere Druckanstiege als bei den mit 20 ml beaufschlagten VK. Dies lässt sich damit begründen, dass durch die Verdunstung des Wassers bei den zum Zeitpunkt der Messung noch feuchteren VK ein Unterdruck entsteht, der der Druckveränderung infolge der Temperaturveränderung entgegen wirkt. Dies zeigt sich besonders deutlich bei dem mit 20 ml beaufschlagten VK_055-6, der bei der Wasseraufnahme in etwa dasselbe Luftdruckniveau erreicht wie die mit 50 ml beaufschlagten VK, bei der Temperaturveränderung jedoch den Luftdruckverlauf der mit 20 ml beaufschlagten VK entspricht.

Die Versuchsergebnisse werden am Ende des Kapitels zusammen mit den Ergebnissen der folgenden Kapitel diskutiert.

4.1.2.2. Abschlußuntersuchungen

Nach dem Ende der Beaufschlagungsserie wurden an einigen Versuchskörpern Wassereindringversuche analog dem Vorgehen in Kap. 3.3.6.1 durchgeführt. Die nach den Beaufschlagungsversuchen gemessenen Eindringtiefen sind erheblich größer als die Messwerte zu Versuchsbeginn. Sie betragen beim VK_060-4 20 cm (vollständiger Versuchskörper), beim VK_055-7 ca. 8 cm und beim VK_050-4 ca. 7 cm. Abweichend von den Beobachtungen im Kap. 3.3.6.1 dringt bei diesem Versuch das auf die Versuchskörper aufgetragene Eosin in den Versuchskörper ein und bildet an der Karbona-

tisierungsgrenze eine deutliche Linie aus. Von dieser Grenze reichen wolkige Verfärbungen ca. 2 cm in den VK. Der für die Gasdruckmessungen eingesetzte Packer wird von dem Farbstoff nicht ummantelt, so dass davon ausgegangen wird, dass das gewählte Einbauverfahren einen dichten Anschluss zwischen Packer und Betonmatrix gewährleistet.

Die gemessene mittlere Karbonisierungstiefe betrug bei den VK_050 6 mm, bei den VK_055 5 mm und bei den VK_060 7 mm. Die Abb. 4-19 zeigt den VK_055-7 nach der Wasserbeaufschlagung mit 0,5 MPa (analog *DIN EN 12390-8* [58]).



Abb. 4-19: Wassereindringtiefe und Farbgrenze des huckepack transportierten Eosins nach Wasserbeaufschlagung unter 0,50 MPa beim VK_055-7.

Die Packerbohrung wurde vor der Beaufschlagung verschlossen.

Deutlich ist die Farbgrenze des mit dem Wasser huckepack transportierten Eosins²³ zu sehen. Die nicht eingefärbte oberflächennahe Betonschicht ist karbonatisiert.

Der Wassereindringhorizont ist deutlich an der dunklen Graufärbung des Betons zu erkennen und wurde nach dem Spalten zusätzlich durch das Aufbringen einer dünnen roten Farblinie markiert. Die Kontraste und die Farbsättigung wurden bei dem Foto mittels Bildbearbeitung verstärkt.

Um die Wassereindringtiefe ohne Druckbeaufschlagung zu ermitteln, wurden die verbleibenden VK 21 Tage in ein Wasserbad gestellt und weiterhin mit „Atmoperm“ mit einem Messintervall von 2 min überwacht. Zu Beginn dieses Beobachtungszeitraums wurde zuerst die Temperatur im Wasserbad gezielt verändert und danach für die Dauer von 8 Tagen der Wasserspiegel erhöht, bis die Beaufschlagungsflächen der VK ca. 1 cm unterhalb des Wasserspiegels lagen. Abschließend wurde nochmals die Temperatur gezielt verändert. Um die Wassereindringtiefe zu ermitteln und Materialproben zu nehmen wurden nach dem Versuchsende die VK gespalten.

²³ Der Farbstoff wurde auf den Körper aufgetragen und mit dem nicht eingefärbten Beaufschlagungswasser huckepack in die Betonmatrix eingetragen. An der Karbonisierungsgrenze wurde der Farbstoff ausgefiltert. Das Beaufschlagungswasser dringt deutlich tiefer in die Betonmatrix ein. Das Nachströmen nicht eingefärbten Wassers von der Beaufschlagungsseite führt zum Ausschwemmen des Farbstoffs bis zur Karbonisierungsgrenze und erklärt damit, warum der karbonatisierte Zementstein nicht vollständig eingefärbt ist.

Die Abb. 4-20 zeigt den Versuchsaufbau für die Abschlussuntersuchung der VK gemäß Abb. 4-2.

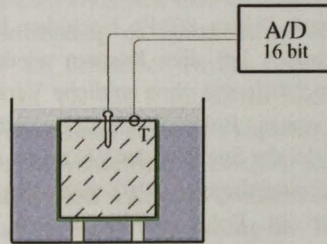


Abb. 4-20: Schematischer Aufbau des Abschlussversuchs.

Bei diesem Versuch wurden von jeder Serie zwei bisher nicht beaufschlagte VK in die Untersuchung eingebunden, um Unterschiede zu den mehrfach beaufschlagten VK aufzuzeigen. Sie sind in der Abb. 4-21 mit der Seriennummer „R“ bezeichnet.

Die Abb. 4-21 zeigt die mit dem System „Atmperm“ gemessenen Druckverläufe sowie die Temperatur während der Versuchsdurchführung.

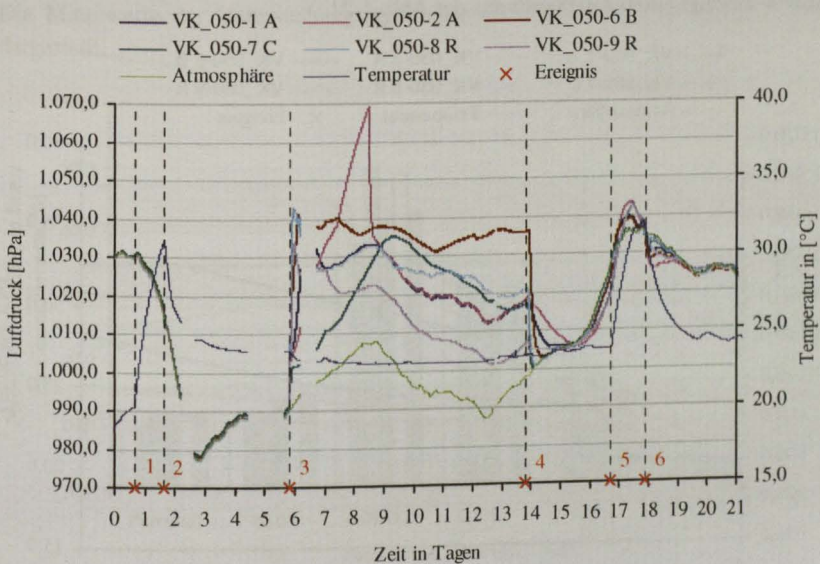


Abb. 4-21: Gemessene Luftdrücke in den Versuchskörpern der Serie VK_050 über einen Versuchszeitraum von 21 Tagen.

Die während der ersten Temperaturveränderung (0,8.-1,8. Tag auf der Zeitskala) zum atmosphärischen Luftdruck gemessenen Luftdruckdifferenzen entsprachen den während

der Beaufschlagungszyklen gemessenen Luftdruckdifferenzen. Der durch die kapillare Wasseraufnahme verursachte maximale Luftdruck im VK konnte aufgrund eines Ausfalls der Messanlage nur abgeschätzt werden. Er betrug beim VK_055-3 nach 2 h ca. 45 hPa und beim VK_055-5 nach 48 h ca. 80 hPa. Nach dem Erreichen der Maximaldrücke fällt der gemessene Luftdruck bei allen Körpern wieder ab und folgt mit einer annähernd konstanten Luftdruckdifferenz ohne zeitliche Verzögerung dem Verlauf des atmosphärischen Luftdrucks, was ein Beleg für die Beweglichkeit des in der Betonmatrix vorhandenen Wassers ist. Bei der Spaltung der VK zeigte sich, dass das Wasser über die Messebene des Sensors eingedrungen war, was den Verlauf der gemessenen Luftdruckverläufe im VK erklärt. Dabei wurden in den Versuchskörpern mit der geringsten Eindringtiefe die höchsten Luftdrücke gemessen. Nach Beendigung der Beaufschlagung verringert sich bei den meisten VK die gemessene Druckdifferenz sofort und folgt nach ca. 48 h wieder dem atmosphärischen Luftdruck. Dabei ist gut zu erkennen, dass die VK nach der Wasserlagerung einen deutlich verlangsamten Gasaustausch aufweisen. Der Einfluss der Wasserlagerung auf den Gasaustausch spiegelt sich auch in der Entwicklung des Luftdruckes infolge der zweiten Temperaturveränderung (16,8-17,8 Tag auf der Zeitskala) wieder. Die gemessenen Druckdifferenzen sind deutlich größer als beim ersten Temperaturzyklus.

Die Abb. 4-22 zeigt einen Ausschnitt aus der Abb. 4-21.

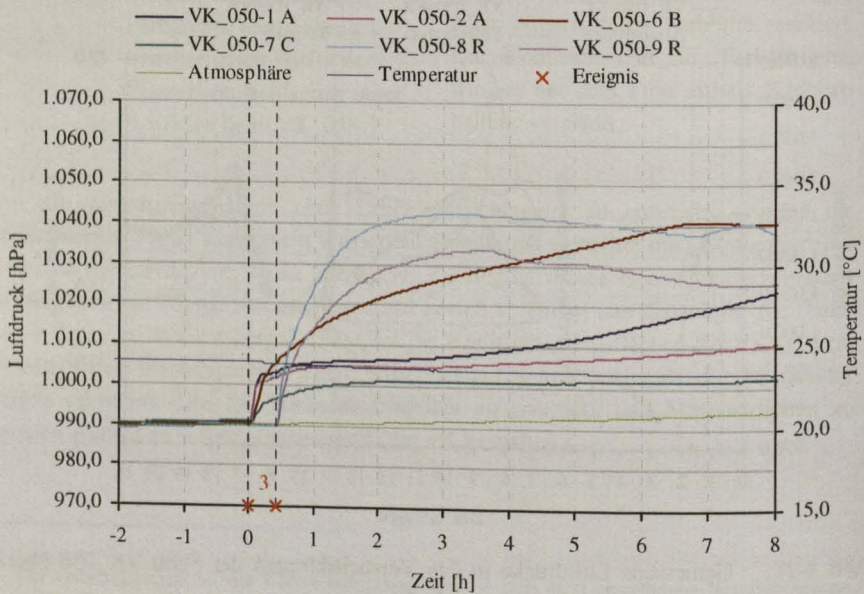


Abb. 4-22: Gemessene Luftdrücke in den Versuchskörpern der Serie VK_050 im Zeitraum einer Beaufschlagung (Detail).

Im Fokus der Abbildung steht der Zeitraum unmittelbar vor und nach der Beaufschlagung (ca. 5,8 Tage auf der Zeitskala in der Abb. 4-21).

Bei dieser Auflösung ist gut zu erkennen, dass es auch bei einer Beaufschlagung mit kontinuierlicher Wasserüberdeckung zu einem Stopp des Wassereindringens (Luftdruckanstiegs) kommt, der auf demselben Niveau liegt, wie die Messungen aus der Versuchsserie. Die Linien der VK_050 R zeigen die Messwerte von Versuchskörpern derselben Betonage. Sie wurden unter denselben klimatischen Bedingungen, wie die in den Beaufschlagungszyklen verwendeten VK gelagert, jedoch nicht beaufschlagt. Bei der Beaufschlagung erreichen diese VK ohne Unterbrechung den Maximaldruck. Der VK_050-6 erreicht bei einer geringen Veränderung der Wasseraufnahmegeschwindigkeit den Maximaldruck. Das Messergebnis zeigt, dass eine Beaufschlagungsmenge von 20ml nicht ausreicht, die Selbstabdichtung zu bewirken. Der VK_050-7 wurde, wie bereits an anderer Stelle dargestellt, zu Beginn der Versuchsserie einmalig, ohne Begrenzung der Wassermenge beaufschlagt. Diese Beaufschlagung erklärt das abweichende Verhalten zwischen dem VK_050-6 und VK_050-7.

Zur abschließenden Klärung, ob durch die Beaufschlagungszyklen oder die Karbonatisierung eine Veränderung der Porenradienverteilung entstanden ist, wurden an der Oberfläche und in der Mitte der VK Proben entnommen und mit der MIP untersucht. Die Mittelwerte der Untersuchungsergebnisse der VK-Serien sind in der Abb. 4-23 dargestellt.

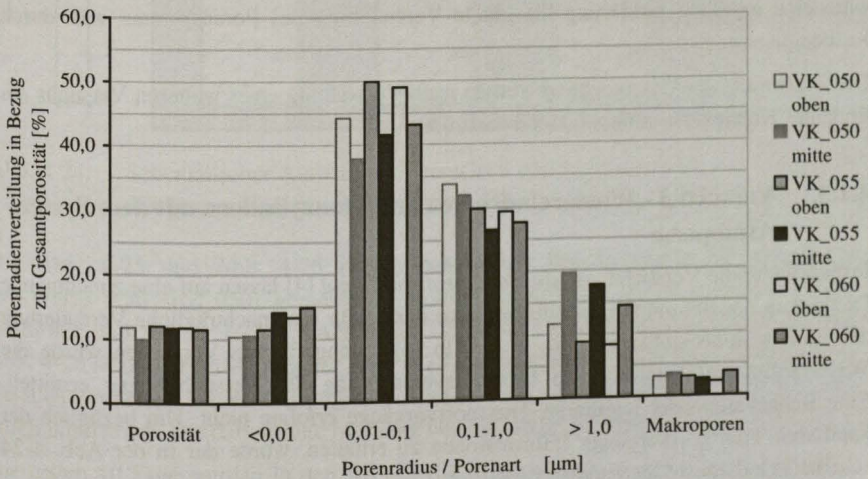


Abb. 4-23: MIP Porenradienverteilung in Bezug zur Porosität.

Die y-Achse zeigt den prozentualen Anteil der Porenradien. Auf der x-Achse sind fünf Porenradienbereiche aufgetragen. In allen Bereichen zeigen die dargestellten Säulen die gemessene relative Porenradienverteilung der oberflächennahen und der aus dem

mittleren Bereich entnommenen Probe. Dabei ist zu erkennen, dass im oberflächennahen, teilweise karbonatisierten Bereich der Anteil der großen und der kleinen Porenradien geringer ist, als bei den Proben die aus der Mitte der VK entnommen wurden. Bei den mittleren Porenradien ($0,01-1,0 \mu\text{m}$) ist es genau umgekehrt: Der relative Porenanteil ist größer als bei den Proben aus dem Kernbereich der VK. Diese Ergebnisse werden auch von anderen Forschern belegt, eine Übersicht dazu ist z.B. bei Bier [6], S. 21ff zu finden.

Die mittlere Gesamtporosität der untersuchten Probe ist links in der Abbildung dargestellt. Sie beträgt bis auf den Beton 1 bei allen Proben ca. 12%.

Bei den durchgeführten Beaufschlagungsversuchen unter Verwendung der Messtechnik „Atmperm“ konnte gezeigt werden, dass das Wasseraufnahmeverhalten bei einer zeitlich begrenzten Beaufschlagung einer deutlichen Veränderung unterliegt. Die Messungen belegen, dass durch wiederholte, kurzzeitige Beaufschlagungen der VK eine oberflächennahe Abdichtung gegen kapillar eindringendes Wasser entsteht. Die Abschlussuntersuchungen zeigen jedoch, dass die Dichtigkeit bei einer anhaltenden Wasserbeaufschlagung unter äußerem Wasserdruck abgenommen hat, da die gemessenen Wassereindringtiefen deutlich größer waren, als die am Anfang der Versuche gemessenen Wassereindringtiefen. Die infolge der Temperaturzyklen gemessenen Gasdruckdifferenzen nehmen über den Versuchszeitraum ab. Die mit steigender Anzahl der Temperaturzyklen abnehmenden Gasdruckdifferenzen passen zu dem stark erhöhten Wassereindringen unter äußerem Druck. Da beide Prozesse Permeationsprozesse sind, wäre eine mögliche Erklärung die lokale Veränderung des Porensystems, z.B. durch Karbonatisierung.

Die Ergebnisse der Untersuchung werden nach Vorstellung eines weiteren Versuchs am Ende des Kapitels zusammenfassend diskutiert.

4.1.3. Versuch 3 - Wassereindringen an Betonzylindern mit dem System Atmperm

Insbesondere die Versuche von *Beddoe/Springenschmid* [4] lassen auf eine zunehmende Dichtigkeit der Betonmatrix schließen, ohne dass dafür eine nachträgliche Veränderung des Porensystems notwendig ist. In den in [4] durchgeführten Versuchen wurde die Wasseraufnahme/-abgabe durch Gewichtsveränderung der Versuchskörper ermittelt. Eine Beobachtung der kapillaren Transportvorgänge erfolgte nicht. Um bezüglich der kapillaren Transportvorgänge Informationen zu erhalten, wurde der in der Abb. 4-24 schematisch dargestellte Versuch entworfen.

Für den Versuch wurden Betonzylinder (BZ) mit einer Höhe von 50cm und einem Durchmesser von 20cm hergestellt. Die BZ wurden zeitgleich und mit derselben Betonmischung (Tab. A-7) wie die im Kap. 3.3.6.3 beschriebenen Versuchskörper hergestellt und 30 Tage in der Schalung belassen. Nach dem Entfernen der Schalungs-

rohre wurden die Versuchskörper 90 Tage bei ca. 20°C und 45-55% rel. F. gelagert, bevor sie an der Mantel- und Aufstandsfläche mehrschichtig mit EP (STO IHL) abgedichtet wurden. Anschließend wurden die BZ mit dem in Kap. 3.3.5 dargestellten Verfahren „Atmoperm“ mit Packern und Absolutdrucksensoren bestückt. Die Bestückung der BZ erfolgte dabei sowohl von der Beaufschlagungsfläche als auch von der Mantelfläche aus. Bei einigen BZ wurden mehrere Luftdrucksensoren in verschiedenen Tiefenebenen eingebaut, um die Verteilung des durch die Wasseraufnahme verursachten Luftdruckanstiegs im Körper beobachten zu können. Während der gesamten Versuchsdauer wurden Luftdruck und Temperatur in den BZ gemessen und in Intervallen von zwei Minuten aufgezeichnet. Die mit Sensoren bestückten BZ wurden anschließend in eine Wanne gestellt, die bis 1 cm unter der Oberkante der BZ mit Wasser gefüllt wurde. Für den Versuch wurden von jeder Betonrezeptur mindestens drei Betonzyylinder erstellt und zeitgleich geprüft.

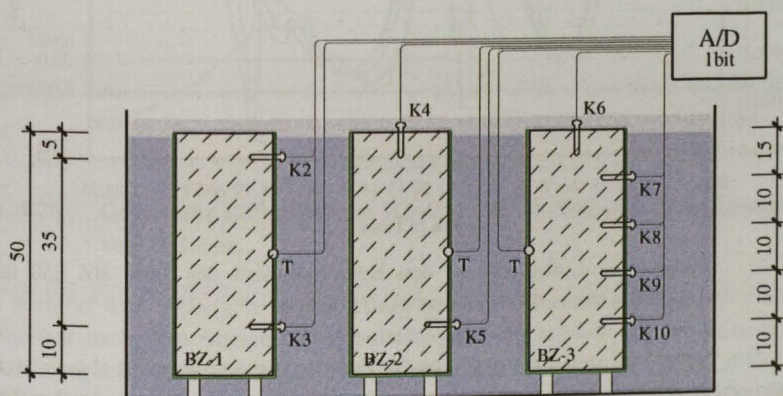


Abb. 4-24: Schematischer Aufbau des Versuchs 3 und Lage der Sensoren (Kanal) an den Betonzyindern.

Die Abb. 4-25 und Abb. 4-26 zeigen beispielhaft den in einem BZ mit einem w/b -Wert = 0,50 (BZ_050) gemessenen Luftdruck. Auf der linken y-Achse ist der Luftdruck und auf der rechten y-Achse die Temperatur dargestellt. Die Abb. 4-26 und Abb. 4-28 sind die Fortführung der Abb. 4-25 und beschreiben damit den vollständigen Versuchszeitraum. Einzelne Ereignisse sind in die Abbildungen eingetragen und durchnummeriert. Die dargestellte Messung beginnt am 03.02.2006.

Die ersten 10 Tage wurden in den BZ nur die Druckveränderungen infolge des atmosphärischen Luftdrucks gemessen. In der Abb. 4-25 ist deutlich zu erkennen, dass die oberflächennah (-5 cm) eingebauten Sensoren dem atmosphärischen Luftdruck mit sehr geringen Druckunterschieden folgen. Derselbe Effekt ist bei den in 40 cm Tiefe eingebauten Sensoren zu sehen, wobei die zum atmosphärischen Luftdruck entstehenden

Druckdifferenzen deutlich größer sind. Aus den Messergebnissen ist zu erkennen, dass der BZ_050-1 eine größere Druckdifferenz aufweist als der BZ_050-2.

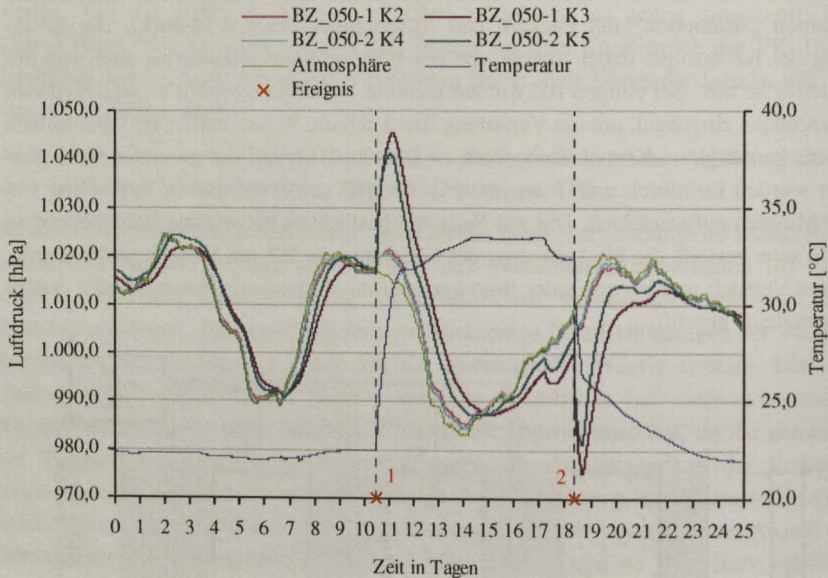


Abb. 4-25: Gemessene Luftdrücke in den Betonzylindern der Serie BZ_050 über 1. Teil des Versuchszeitraums von 75 Tagen.

Gemäß dem Versuchsprogramm wurde vor der Beaufschlagung der nicht abgedichteten Oberflächen ein Temperaturzyklus analog dem vorhergehenden Versuch durchgeführt. Nach 10,5 Tagen (Ereignis 1) wurde die Temperatur der BZ entsprechend der gezeigten Temperaturkurve aufgeheizt, für 7 Tage auf dem hohen Temperaturniveau gehalten und nachfolgend abgekühlt (Ereignis 2). Der Luftdruckanstieg während des Aufheizzeitraumes ist gut zu erkennen. Dabei steigt der gemessene Überdruck mit zunehmender Betonüberdeckung, was plausibel mit den Ausgleichsprozessen erklärt werden kann. Ein Berechnungsmodell hierfür wird im Kap. 4.3 vorgestellt.

In dem Zeitraum mit hohen Temperaturniveaus folgen die gemessenen Luftdrücke wieder dem atmosphärischen Luftdruck, wobei sich Temperaturveränderungen und Luftdruckschwankungen teilweise überlagern. Bei sinkender Temperatur entstehen in den BZ Unterdrücke, die dem Überdruck bei Temperaturanstieg mit umgekehrten Vorzeichen entsprechen. Eine Ventilfunktion, die den Gasaustausch entsprechend der Richtung des Massenstroms beeinflusst, ist nicht zu erkennen.

Der nächste Schritt im Versuchsprogramm sah die Erhöhung des Wasserspiegels vor. Dabei wurden die nicht abgedichteten Oberflächen der BZ mit ca. 2 cm Wasser überdeckt. Die Beaufschlagung begann nach 25 Tagen (Ereignis 3) und endete nach 42 Tagen (Ereignis 6) (siehe Abb. 4-26).

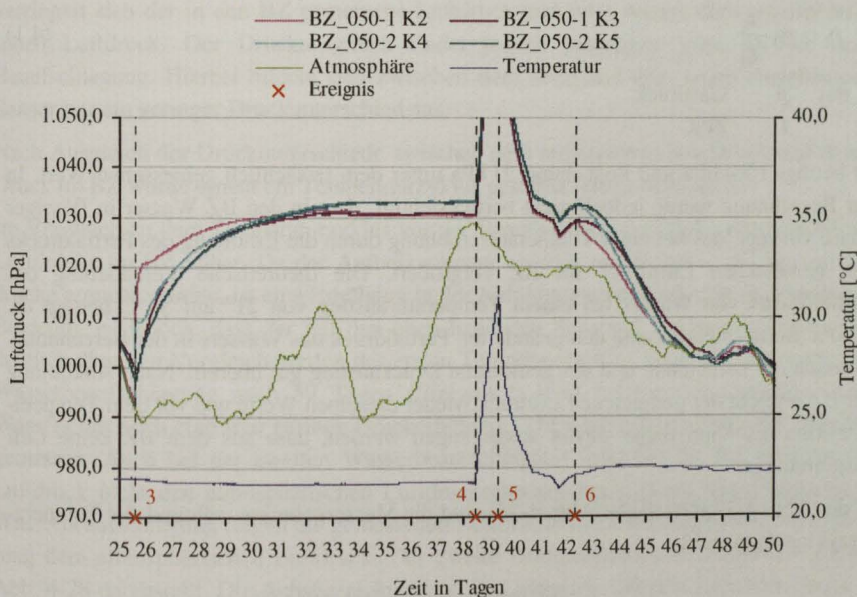


Abb. 4-26: Gemessene Luftdrücke im BZ_050 über 2. Teil des Versuchszeitraums von 75 Tagen.

Wie auch bei dem vorhergehenden Versuch zur oberflächennahen Selbstabdichtung ist unmittelbar nach dem Beginn der Beaufschlagung ein schneller Gasdruckanstieg zu verzeichnen, der im BZ_050-2 nach ca. 3 Stunden und im BZ_050-1 nach ca. 6 Stunden deutlich nachlässt und nach ca. 10 Tagen stoppt. Zu diesem Zeitpunkt besteht innerhalb der BZ kein messbares Druckgefälle mehr. Bei genauerer Betrachtung fällt auf, dass mit Beginn der Beaufschlagung der Luftdruck in den Betonzylindern nicht mehr dem atmosphärischen Luftdruck folgt. Auch der hohe Luftdruck am 38. Tag führt zu keinem Druckanstieg in den BZ. Das Wasser im Porensystem der Betonmatrix scheint bei den vorliegenden Druckdifferenzen immobil zu sein. Ein Ausgasen an der Oberfläche der BZ konnte nur am ersten Tag nach Beginn der Beaufschlagung in Form vereinzelter, kleiner Luftblasen beobachtet werden.

Nach dem Erreichen eines konstanten Luftdrucks wurde im nächsten Versuchsschritt die Temperatur der BZ mit dem Ziel erhöht (Ereignis 4), die Dichtigkeit der BZ bei relativ großen Druckdifferenzen zu überprüfen. Unter der Annahme, dass sich das Gas im BZ wie ein ideales Gas verhält, wurde anhand des Temperaturanstiegs der zu erwartende Druckanstieg mit dem Gesetz von Amonotons (Gasdruckanstieg bei konstantem Volumen) abgeschätzt:

$$p_1 = p_0 \cdot \frac{t_1}{t_0} \tag{4.1}$$

mit p Gasdruck
 t Zeit

Er beträgt 1064 hPa und liegt damit 21 hPa unter dem tatsächlich gemessenen Wert. In der Berechnung wurde jedoch nicht berücksichtigt, dass in den BZ Wasser in flüssiger Phase vorliegt, das bei einer Temperaturerhöhung durch die Erhöhung des Partialdrucks den gemessenen Luftdruck im BZ vergrößert. Die theoretische Veränderung des Partialdrucks von Wasser bei einem Temperaturanstieg von 21° auf 31°C beträgt ca. 19 hPa. Berücksichtigt man den geänderten Partialdruck des Wassers in der Berechnung, stimmen der berechnete und der gemessene Druckanstieg gut überein. Nach Abkühlung der BZ erreicht der gemessene Luftdruck wieder dieselben Werte wie vor dem Temperaturzyklus. Es kann daher davon ausgegangen werden, dass aus dem BZ keine Luft ausgetreten ist.

In der Abb. 4-27 (Detail der Abb. 4-26) sind die Messergebnisse während des Temperaturzyklus dargestellt.

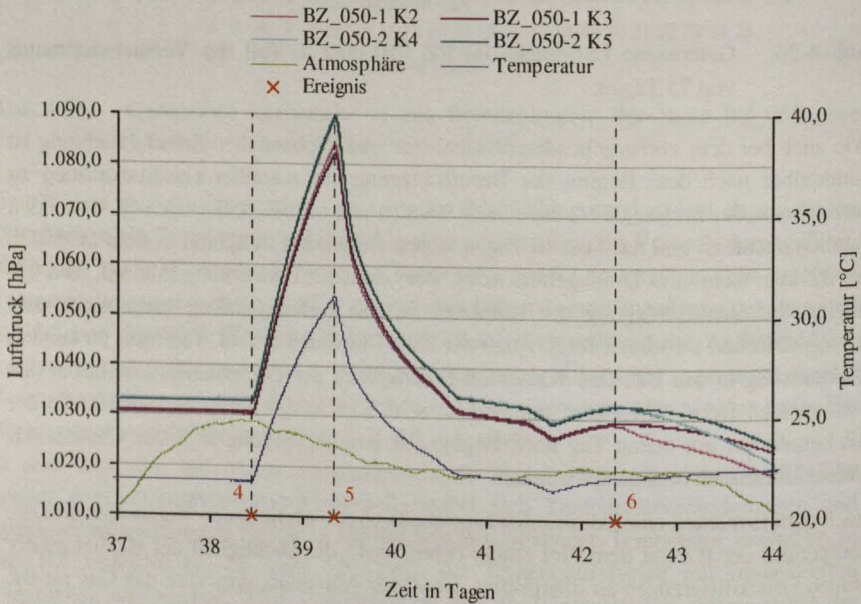


Abb. 4-27: Gemessene Luftdrücke im BZ_050 während des Temperaturzyklus im Versuchszeitraum vom 37. bis 44. Tag (Detail aus Abb. 4-26).

Nach 42 Tagen (Ereignis 6) wurde der Wasserspiegel abgesenkt (siehe auch Abb. 4-26), bis die Oberflächen der BZ trocken lagen. Unmittelbar nach Trocknung der Oberfläche

verringert sich der in den BZ gemessene Luftdruck und folgt wieder dem atmosphärischen Luftdruck. Der Druckausgleich findet jedoch langsamer statt, als vor der Beaufschlagung. Hierbei bildete sich zwischen dem oben und dem unten eingebauten Sensor nur ein geringer Druckunterschied aus.

Nach Ausgleich der Druckunterschiede zwischen dem atmosphärischen Druck und dem Druck im BZ wurde erneut ein Temperaturzyklus gestartet (siehe Abb. 4-28).

Im Vergleich zu dem Temperaturzyklus vor der Beaufschlagung sind die resultierenden Luftdrücke im BZ höher. Da der Aufheizvorgang beendet wurde, bevor die Maximaldrücke erreicht wurden, ist eine Erhöhung in der Abbildung nicht eindeutig zu erkennen. Eindeutig ist jedoch, dass der mit den oben liegenden Sensoren gemessene Luftdruck deutlich über den Vergleichswerten des ersten Temperaturzyklus liegt. Bei der erneuten Wasserbeaufschlagung nach 59 Tagen (Ereignis 9) wird infolge des eindringenden Wassers nur noch eine sehr geringe Druckerhöhung (3 hPa BZ_050-1; 7 hPa BZ_050-2) gemessen. Auch bei der zweiten Wasserbeaufschlagung folgt der im BZ gemessene Luftdruck nicht den atmosphärischen Luftdruckschwankungen. Nach Beendigung der Wasserbeaufschlagung folgen die gemessenen Luftdrücke mit einer deutlichen Verzögerung dem atmosphärischen Luftdruck. Der zweite Beaufschlagungszeitraum ist in der Abb. 4-28 dargestellt. Die Achsbezeichnungen sind identisch mit den Achsbezeichnungen der Abb. 4-25 und Abb. 4-26.

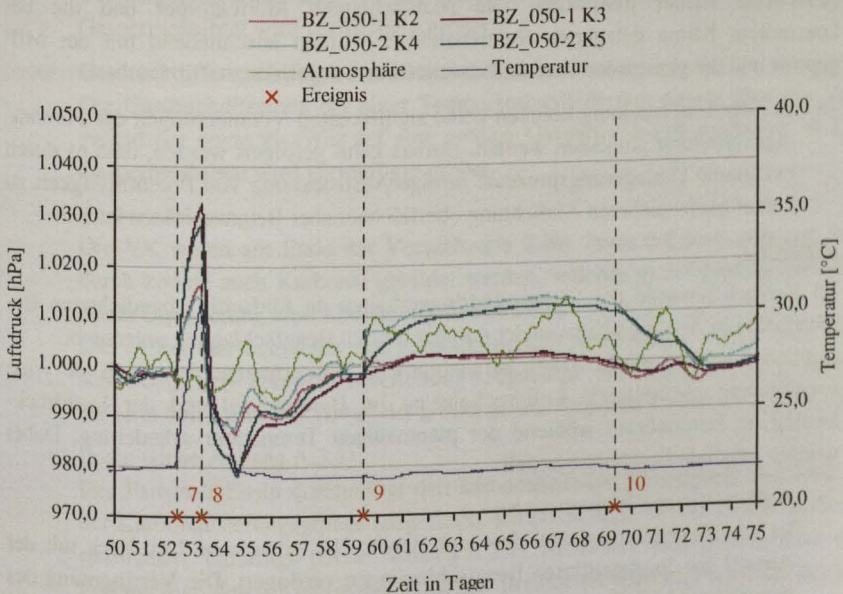


Abb. 4-28: Gemessene Luftdrücke im BZ_050 über 3. Teil des Versuchszeitraums von 75 Tagen.

Im Anhang A.2.3 (Abb. A-18 bis Abb. A-24) werden weitere Messergebnisse gezeigt. Bei den dargestellten Messergebnissen weisen die gemessenen Luftdrücke in zwei BZ einen Unterdruck auf, die nicht auf Fehler im Messsystem zurückgeführt werden konnten. Es wird daher von einer physikalischen Ursache ausgegangen. Eine Hypothese für das unerwartete Messergebnis wird im Anhang angesprochen. Gleichwohl sind zur Überprüfung der Messergebnisse weitere Versuche notwendig, die im Rahmen dieser Arbeit nicht mehr möglich waren.

4.1.4. Zusammenfassung und Interpretation der Ergebnisse

Zur Klärung der in verschiedenen Untersuchungen beobachteten Selbstabdichtung wurden in diesem Kapitel drei Versuchsserien durchgeführt, die durch eine innovative Messtechnik neue Aspekte in die Diskussion zur Erklärung der Selbstabdichtung einbringen. Folgende Zusammenhänge und Ergebnisse ergeben sich aus den Versuchen.

- Versuch 1:

Der Versuch hatte das Ziel unter Ausnutzung des Flaschenhalseffekts bei der MIP-Untersuchung eine Verschiebung der Porenradienverteilung nachzuweisen, die entsteht, wenn sich oberflächennahe Kapillaren durch Umlagerungsprozesse zusetzen. Dafür wurden kleine Mörtelzylinder mehrfach mit Wasser beaufschlagt und anschließend wieder getrocknet. Die beaufschlagten Mörtelkörper und die bei konstantem Klima gelagerten Referenzkörper wurden anschließend mit der MIP geprüft und die gemessene Porenradienverteilung ausgewertet.

→ Bei der Untersuchung konnten keine signifikanten Veränderungen der Porenradienverteilung gemessen werden. Daraus kann gefolgert werden, dass es durch eventuelle Umlagerungsprozesse infolge Austrocknung von Porenflüssigkeit zu keiner nachweisbaren Abdichtung oberflächennaher Betonschichten kommt.

- Versuch 2:

Im Versuch 2 wurde das Wassereindringverhalten an fünfseitig abgedichteten Betonwürfeln in Abhängigkeit von der durchgeführten Beaufschlagung untersucht. Gemessen wurden die in 30 min aufgenommene Wassermenge, der durch die Wasseraufnahme resultierende Luftdruckanstieg im Betonwürfel und der Luftdruckanstieg im Betonkörper während der planmäßigen Temperaturveränderung. Dabei wurden folgende Ergebnisse erzielt.

→ Aufgenommene Wassermenge:

Es konnte gezeigt werden, dass sich der im VK gemessene Luftdruck mit der Anzahl der durchgeführten Beaufschlagungen verringert. Die Verringerung des gemessenen Luftdrucks korreliert mit einer geringeren Wasseraufnahme.

Berücksichtigt man bei der Berechnung des resultierenden, verringerten Luftvolumens ein unwirksames Wasservolumen von ca. 23 g, korreliert auch im VK_050-1 der gemessene und der berechnete Gasdruck im VK. Die Berücksich-

tigung eines unwirksamen Wasservolumens ist plausibel, wenn man davon ausgeht, dass die Luft der oberflächennahen Makroporen nicht in die Betonmatrix verdrängt wird, sondern an die Oberfläche entweicht. Zur Klärung der quantitativen Zusammenhänge sind jedoch noch weitere Untersuchungen notwendig.

- Anfänglicher Druckanstieg:
Die Geschwindigkeit des Druckanstiegs nach Beginn der Wasserbeaufschlagung verändert sich über den gesamten Versuchszeitraum nur geringfügig. Daher kann davon ausgegangen werden, dass die für die schnelle Wasseraufnahme zuständigen Porensysteme unverändert bleiben.
- Ausbildung eines Druckplateaus:
Nach mehreren Beaufschlagungszyklen stoppt der Druckanstieg fast ohne Übergang und bleibt während der verbleibenden Beaufschlagungsdauer auf einem konstanten Druckniveau, obwohl die Beaufschlagungsfläche vollständig mit Wasser bedeckt ist. => Die Wasseraufnahme wird in dem Beaufschlagungszeitraum nicht durch die zur Verfügung stehende Wassermenge begrenzt.
- Druckausgleich nach Beendigung der Beaufschlagung:
Der Druckausgleich beginnt 3 min (VK_050) bis 8 min (VK_060) nach der Beendigung der Beaufschlagung. Dabei erfolgt der Druckausgleich am Ende der Versuchsserie etwas schneller als nach den ersten Beaufschlagungen. → Die Gaspermeabilität wird geringfügig größer.
- Gasdruckdifferenz infolge der Temperaturzyklen:
Die Gasdruckdifferenz bei einer Temperaturveränderung nimmt über die Versuchsdauer etwas ab. Was auf eine größere Gaspermeabilität hindeutet. → Die Gaspermeabilität wird geringfügig größer.
- Karbonatisierung:
Die VK waren am Ende der Versuchsserie 5 bis 7 mm tief karbonatisiert. Dadurch konnte auch Karbonat gebildet werden, welches in der Diskussion steht, durch Umlagerung eine Abdichtung zu bewirken.
Die MIP-Untersuchungen des karbonatisierten Zementseins zeigen eine Verschiebung der Porenradienverteilung zugunsten der Porenradien zwischen 0,01 μm und 1 μm . Der Anteil der größeren und kleineren Porenradien nimmt ab.
- Eosin (siehe Anhang A.3.1):
Der Farbstoff Eosin durchdringt den karbonatisierten Zementstein und wird an der Karbonatisierungsgrenze ausgefiltert. Da Eosin nicht in eine intakte Zementsteinmatrix eindringt (siehe Anhang A.2.1) ist davon auszugehen, dass das Porengefüge durch Karbonatisierung neu strukturiert wird und nach der Karbonatisierung eine höhere Wasserdurchlässigkeit aufweist.
- Wassereindringtiefe:
Die Wassereindringtiefe ist am Ende der Beaufschlagungsserie im Abschluss-

versuch größer als zu Beginn der Versuchsserie.

Eine wasserbeständige Abdichtung durch Umlagerungseffekte infolge der Beaufschlagungs-/Trocknungszyklen hat nicht stattgefunden.

→ Luftdruck im durchnässten Beton:

Wenn die Messebene der Luftdrucksensoren innerhalb der Wassereindringebene liegt, folgt der im VK gemessene Luftdruck dem atmosphärischen Luftdruck mit einer konstanten Luftdruckdifferenz und ohne zeitliche Verzögerung. → Das Wasser in den Porensystemen ist frei beweglich.

→ Druckausgleich nach Beendigung der Beaufschlagung:

Der Luftdruck im durchnässten Beton folgt nach Beendigung der Beaufschlagung deutlich verzögert dem atmosphärischen Luftdruck. → Einige Kapillarporen sind unmittelbar nach Beendigung der Beaufschlagung wieder gasdurchlässig, der Gaspermeabilitätskoeffizient ist nach der Beaufschlagung erheblich kleiner als vor der Wasserbeaufschlagung.

• Versuch 3:

Nachdem die vorhergehenden Versuche keine Indizien für eine beständige Selbstabdichtung erbracht haben, wurde in diesem Versuch das Wassereindringverhalten in Abhängigkeit des atmosphärischen Luftdrucks und der Temperatur untersucht.

→ Luftdruckverlauf im BZ vor der Beaufschlagung:

Der Luftdruckverlauf im BZ folgt auch bei einer Betonüberdeckung von 40 cm dem atmosphärischen Luftdruck. → Beton hat ein luftdurchgängiges Porensystem. Die bei dem Druckausgleichsvorgang entstehende Luftdruckdifferenz im Betonzyylinder ermöglicht die Berechnung des Gaspermeabilitätskoeffizienten (siehe Kap 4.3).

→ Luftdruckverlauf im BZ während der Beaufschlagung:

Mit Beginn der Beaufschlagung steigt der Luftdruck im BZ_050 schnell um ca. 20 hPa an. Nach dem ersten schnellen Anstieg folgt ein weiterer, sich stetig verlangsamerender Druckanstieg um ca. 20 hPa, bevor keine weitere Druckveränderung entsteht. Veränderungen des atmosphärischen Luftdrucks wirken sich während der Beaufschlagung nicht auf den Luftdruck im BZ aus. Bei einem Temperaturanstieg entspricht der gemessene Druckanstieg im BZ dem mit den idealen Gasgesetzen berechneten Druckanstieg. → Das Wasser in den Kapillaren ist unbeweglich und die Wasseraufnahme stoppt.

→ Luftdruckverlauf im BZ nach der Beaufschlagung:

Unmittelbar mit der Beendigung der Beaufschlagung passt sich der Innendruck wieder dem atmosphärischen Luftdruck an. → Ein Teil der Kapillaren ist nicht wassergefüllt und steht nach Beendigung der Beaufschlagung für den Luftaustausch zur Verfügung.

Das Druckausgleichsverhalten ist im Vergleich zu dem Druckausgleichsverhal-

ten vor der Beaufschlagung deutlich verzögert. Die Druckdifferenz zwischen dem tiefliegenden Sensor und dem oberflächennahen Sensor ist deutlich reduziert. Daraus folgt, dass die oberflächennahe Gaspermeabilität durch die Wasseraufnahme deutlich kleiner geworden ist.

- Luftdruckverlauf im BZ während der zweiten Beaufschlagung:
Die zweite Beaufschlagung erfolgte 17 Tage nach Ende der ersten Beaufschlagung. Auch bei dieser Beaufschlagung kam es zu einem sehr schnellen Druckanstieg im BZ. Er beträgt jedoch nur ca. 8 hPa. Ein nachfolgender Druckanstieg in nur geringem Ausmaß (max. 5 hPa) führt zu der Annahme, dass die kleinen Kapillaren weitestgehend wassergefüllt sind.
- Luftdruckverlauf im BZ nach der zweiten Beaufschlagung:
Unmittelbar nach Beendigung der zweiten Beaufschlagung beginnt der Druckausgleich zwischen dem Luftdruck im BZ und dem atmosphärischen Luftdruck.
→ Einige Kapillaren sind auch nach der zweiten Beaufschlagung nicht wassergefüllt.

4.2. Diskussion der Ergebnisse

Am Anfang dieses Kapitels wurden verschiedene Theorien zur Begründung der beobachteten Selbstabdichtung aufgezeigt, die in diesem Abschnitt anhand der Ergebnisse der eigenen Untersuchungen teilweise widerlegt werden können. Abschließend wird ein eigenes Erklärungsmodell aufgezeigt und zur Diskussion gestellt.

Im Grundansatz gehen die vorhandenen Modelle davon aus, dass das Porensystem des Betons aus einer mehr oder weniger großen Anzahl von Einzelkapillaren/Poren besteht. Die Poren sind durch eine beliebige Formgebung und einem Porenradius 0,5 nm bis ca. 1 mm gekennzeichnet. Die vorhandene Anzahl, Lage und Länge der Poren reicht aus, um ein durchgängiges Porensystem zu bilden. Für die Erklärung der Selbstabdichtung gehen alle Autoren davon aus, dass die Abdichtung an den kleineren Porenradien ansetzt, die durch verschiedene Mechanismen versperrt werden. Vereinfachend kann man daher bei einer Modellbildung davon ausgehen, dass das Porensystem aus nur zwei Kapillarradiengruppen besteht, den wasserdurchlässigen und den nach einer Wasserbeaufschlagung nicht mehr wasserdurchgängigen Poren. Weiter vereinfacht kann man davon ausgehen, dass beide Kapillarradiengruppen immer abwechselnd miteinander verbunden sind. Werden die kleinen Poren verschlossen, stoppt zwangsläufig auch der Wassertransport in den großen Poren.

Die zu klärende Frage ist, welcher Mechanismus die kleinen Poren versperrt? In *Volkwein* [78] wird davon ausgegangen, dass die Porenlösung in den kleinen Kapillaren durch ein Bingham'sches Fließverhalten erstarrt, sobald die Wassereindringgeschwindigkeit eine kritische Geschwindigkeit unterschreitet.

In *Schießl/Krus/Rucker* [70] wird die Überlegung angeführt, dass das Zementgel in den

Poren quillt und damit der Porenflüssigkeit den Weg abschneidet. Eine weitere Variante geht davon aus, dass die Selbstabdichtung im Beton durch ein Zusammenwirken der inneren Quellung und der Ausbildung einer Druckzone knapp unter der eindringenden Wasserfront entsteht. Die Druckzone schnürt sozusagen die Kapillaren zu (Holm/Krus/Künzel [33]). Weitere Ansätze gehen davon aus, dass das Porensystem durch Ablagerungs- oder Ausfällungseffekte von gelösten Spezies versperrt wird (Hearn [28]) oder Lufteinschlüsse den Wassertransport zum Erliegen bringen.

Die Abb. 4-29 verdeutlicht nochmals einige Mechanismen.

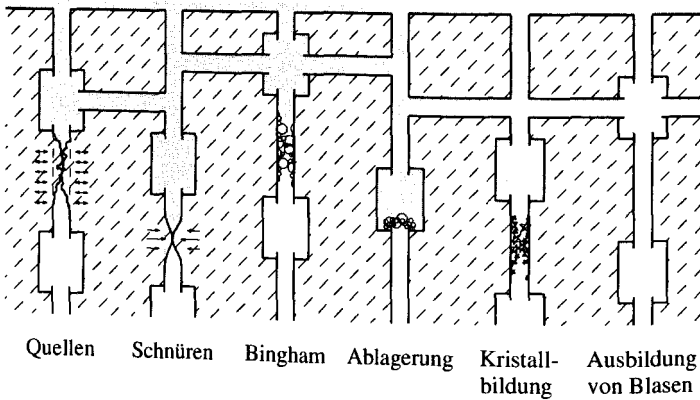


Abb. 4-29: Vorhandene Modelle zur Klärung des Selbstabdichtungseffekts.

In der Skizze wird davon ausgegangen, dass die Porenradienverteilung in der Betonmatrix regelmäßig ist und der Wassertransport in den nicht versperrten Kapillaren ungehindert erfolgen kann. Die über die Zeit aufgenommene Wassermenge folgt, bis die Selbstabdichtung einsetzt, dem Wurzel-Zeit-Gesetz.

Wenn die Selbstabdichtung durch einen der oben aufgeführten Mechanismen bewirkt wird, ist davon auszugehen, dass die Selbstabdichtung erst aufgehoben wird, wenn in der Abdichtungsebene der Wassergehalt soweit reduziert ist, dass auch die kleinen Kapillaren entwässern oder die innere Quellung aufgehoben ist. Da die kleinen Kapillaren Wasser erst abgeben, wenn die großen Kapillaren entleert sind, ist in allen Fällen davon auszugehen, dass die Abdichtung über einen längeren Zeitraum erhalten bleibt. Die durchgeführten Versuche zeigen jedoch, dass schon kurz nach Beendigung der Wasserbeaufschlagung wieder ein Luftaustausch zwischen den VK und der Atmosphäre stattfindet (siehe Abb. 4-21 und Abb. 4-26). Weiterhin zeigen die Versuche, dass die Porenflüssigkeit im teilweise wassergesättigten Porensystem beweglich bleibt (siehe Abb. 4-21) und die Wasseraufnahme auch bei einer Erstbeaufschlagung stoppt. Mit den in der Skizze (Abb. 4-29) dargestellten Modellen können die Beobachtungen nicht erklärt werden. Zudem ist keines der diskutierten Modelle in der Lage, den abrupten

Wechsel der Wasseraufnahmegeschwindigkeit²⁴ zu erklären, der kurz nach Beginn der Beaufschlagung auftritt (siehe Abb. 4-9 und Abb. 4-26).

Auf der Basis der Untersuchungsergebnisse wird ein erweitertes Erklärungsmodell für die beobachteten Selbstabdichtungseffekte zur Diskussion gestellt. Es unterscheidet bei dem Selbstabdichtungseffekt zwischen einer kurzzeitig (wenige Stunden) wirksamen und einer beständigen Selbstabdichtung. Nachfolgend wird das Erklärungsmodell für den Stopp der Wasseraufnahme bei Erstbeaufschlagung vorgestellt, das im Versuch 3 und in den Versuchen von *Springenschmid* [4] eindeutig belegt wird.

Um die maximale Eindringtiefe unter Berücksichtigung der eigenen Untersuchungsergebnisse plausibel zu erklären, ist es notwendig, von zwei transportwirksamen Kapillarsystemen auszugehen. Das erste Transportsystem besteht aus Kapillaren des größeren Porenradienbereiches. Hierfür bietet sich die Verbundzone zwischen der großen Gesteinskörnung und dem Zementstein an, die durch eine gröbere Porenstruktur gekennzeichnet ist. In der Literatur (*Rostasy* [67]) wird davon ausgegangen, dass die Dicke dieses Bereichs ca. 10 bis 20 μm beträgt²⁵. Da die Verbundzone die Gesteinskörnung umgibt, die Gesteinskörnung jedoch nicht immer aneinanderstößt, kann davon ausgegangen werden, dass das große Kapillarsystem nur bis in eine begrenzte Tiefe transportwirksam verbunden ist. Sobald die erreichbare Verbundzone mit Wasser gefüllt ist, stoppt die schnelle Wasseraufnahme. Dies begründet den „Knick“ in der Druckanstiegskurve entsprechend Abb. 4-9 und Abb. 4-26. Nachfolgend entnehmen die feineren Kapillaren des Zementsteins, der die Zwickel zwischen der Gesteinskörnung ausfüllt, Wasser aus den großen Kapillaren der Verbundzone. Wenn man, wie in diesem Modell davon ausgeht, dass kleinere Kapillaren immer wieder auf die Verbundzone stoßen, ist auch das kleinere Kapillarsystem örtlich begrenzt. Eine kapillare Wasserweiterleitung von den kleinen Porenradien in die großen Porenradien erfolgt nur, wenn die Kapillaren mit einem kontinuierlichen Übergang der Porenradienweite aneinandergrenzen. Da davon nicht ausgegangen werden kann, ist anzunehmen, dass der Kapillartransport des Wassers an diesen Verbindungsstellen stoppt. Welcher Porenradius die Systeme voneinander abgrenzt, ist nicht bekannt. Um einem von außen einwirkenden Wasserdruk von 30 m Wassersäule (3 MPa) zu widerstehen, genügt jedoch schon ein Kapillardurchmesser von 0,5 μm . Verstärkt wird die örtliche Begrenzung des kleinen Kapillarsystems durch die im Porensystem eingeschlossene Luft, sie wird während der Wasseraufnahme der kleinen Kapillaren teilweise komprimiert. Theoretisch sind Komprimierungsdrücke über 1 MPa möglich.

²⁴ Die Wasseraufnahmegeschwindigkeit wurde indirekt durch den Luftdruckanstieg im VK gemessen.

²⁵ Die deutlich größere Transportwirksamkeit der Verbundzone ist gut bei den mit Eosin durchgeführten Versuchen zu sehen.

Letztlich bestimmt aber der gerade nicht mehr wassergefüllte Porenradius den entstehenden Komprimierungsdruck²⁶. Die zu diesem Phänomen gehörigen Messergebnisse sind im Anhang Abb. A-19, Abb. A-20, Abb. A-26 und Abb. A-27 dargestellt. Der entstehende Gegendruck stoppt die Kapillartransporte in die noch nicht wassergefüllten größeren Kapillaren. In den durchgeführten Versuchen betragen die gemessenen Drücke ca. 20 hPa, was einem nicht mehr wassergefüllten Porenradius von ca. 0,07 mm entspricht (siehe Abb. 4-21). Ein anderer Teil der im Porensystem befindlichen Luft wird aus den kleinen Kapillaren in die Verbundzone gedrückt. Durch die Umverteilung der Luft aus den kleinen Kapillaren in die Verbundzone ist der Gasdurchgang durch die Verbundzone kurz nach der Beendigung der Beaufschlagung möglich, ohne dass die Betonmatrix dafür austrocknen muss²⁷. Nach eigenen Beobachtungen entweicht die Luft nur im geringen Umfang und auch nur wenige Stunden nach dem Beginn der Beaufschlagung. Hier ist zu berücksichtigen, dass bei *Volkwein* [78] aufgrund der Versuchskörperabmessungen und der Versuchdurchführung erheblich größere Luftdrücke in den Versuchskörpern entstanden sind, als bei eigenen Untersuchungen gemessen wurden. Der kurz nach dem Ende der Beaufschlagung einsetzende Gasdurchgang ist in den Versuchsergebnissen gut zu erkennen (für die VK Abb. 4-21 und für die BZ Abb. 4-26).

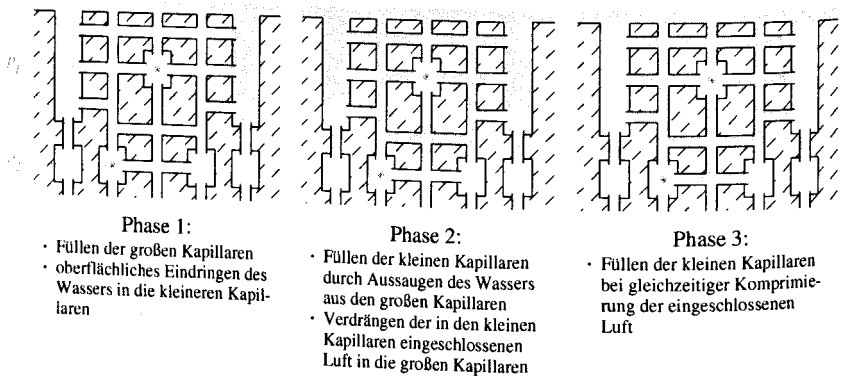


Abb. 4-30: Erweitertes Porenmodell zur Klärung des Selbstabdichtungseffekts.

²⁶ Die Komprimierung der im Beton eingeschlossenen Luft wäre eine mögliche Erklärung für den bei zwei VK gemessenen Unterdruck, der als Folge des eindringenden Wassers gemessen wurde und nicht auf messtechnische Fehler zurückgeführt werden konnte. Kapillar aufgenommenes Wasser umschließt größere Bereiche des Porengefüges. Bei der nachfolgenden Wasseraufnahme durch kleinere Kapillaren wird die Luft in den kleineren Kapillaren verdrängt und komprimiert. Dabei werden die großen Kapillaren ausgesaugt, und bei versperrtem Wasserzufluss entsteht ein Unterdruck.

²⁷ *Volkwein* [78] beobachtete, dass Luft im wassergesättigten Porensystem teilweise durch die großen Porensysteme entgegen der Wassereindringrichtung entweicht.

Die Abb. 4-30 zeigt das um die transportwirksame Verbundzone erweiterte Porenmodell zu Beginn der Wasseraufnahme, während der Umverteilung und beim Stopp der Wasseraufnahme. Das Porensystem ist, wie schon in Abb. 4-29, auf lediglich zwei Porenradiengruppen reduziert.

In das Porenmodell sind zwei Luftdruckmesspunkte eingezeichnet. Bei dem oberen Messpunkt folgt der gemessene Luftdruck dem Außendruck mit einer fast konstanten Druckdifferenz, siehe Abb. 4-21. Der Luftdruckverlauf bei dem unteren Messpunkt entspricht der Abb. 4-26. Nach dem Stopp der Wasseraufnahme ist der Bereich unter der Wassereindringfront von den Schwankungen des atmosphärischen Luftdrucks durch die Menisken der wassergefüllten kleinen Kapillaren abgekoppelt.

Ergänzend zu diesem Porenmodell ist für die Erklärung des Versuchs 2 eine Erweiterung notwendig. Die Versuche der Versuchsserie 2 (wiederholte Beaufschlagung mit geringer Wassermenge) zeigen, dass mit der Anzahl der durchgeführten Beaufschlagungen das Wasseraufnahmeverhalten einer deutlichen Veränderung unterliegt. Auffällig ist, dass erst eine schnelle Wasseraufnahme stattfindet, der zu Beginn der Versuchsserie eine langsamere Wasseraufnahme (Nachsaugen) folgt. Am Ende der Versuchsserie besteht immer noch eine schnelle Wasseraufnahme. Jedoch ist die dabei aufgenommene Wassermenge deutlich geringer. Ein Nachsaugen ist nur noch im sehr geringen Umfang zu beobachten.

Wie in der Abb. 4-22 deutlich wird, stoppt auch bei dem Abschlussversuch der Versuchsserie (konstante Wasserbeaufschlagung über mehrere Tage) die Wasseraufnahme auf dem gleichen Luftdruckniveau, wie bei kurzzeitiger Beaufschlagung. Jedoch findet nach wenigen Stunden erneut ein Druckanstieg statt, der auf eine weitere Wasseraufnahme schließen lässt. Die bei dem Abschlussversuch eingebundenen, zuvor nicht beaufschlagten VK_050-R derselben Betonage zeigen keine Unterbrechung der Wasseraufnahme.

Die offensichtlich eingetretene Selbstabdichtung kann wie folgt erklärt werden: Mit Beginn der Austrocknung kommt es zu einer Übersättigung der in der Porenlösung gelösten Spezies. Da sich die Porenlösung während der Austrocknung entsprechend den Kapillargesetzen kontinuierlich von den großen in die kleinen Kapillaren verlagert, kristallisieren die gelösten Spezies vornehmlich an den Engstellen des Porensystems und verursachen einen „wasserlöslichen“ Verschluss. Nach mehreren Beaufschlagungszyklen ist das Porensystem der Verbundzone von den kleineren Poren weitgehend abgekoppelt, wobei das Porensystem der Verbundzone kaum verändert wird. Damit kann erklärt werden, dass die anfängliche Wasseraufnahmegeschwindigkeit über die Versuchsdauer bei dem meisten VK unverändert bleibt. Eine lang anhaltende Wasserbeaufschlagung ist jedoch in der Lage, die Ablagerungen bzw. Ausfällungen aufzulösen und damit die in Abb. 4-21 und Abb. 4-22 gezeigte Wasseraufnahme zu erklären. Wo die Abdichtung genau erfolgt, ist nicht bekannt. Wenn man jedoch davon ausgeht, dass die Wasserdampfdiffusion, wie auch der Gasaustausch zum größten Teil über die

Verbundzone abläuft, ist zu erwarten, dass die Auskristallisation der wasserlöslichen Spezies an der Grenze zur Verbundzone erfolgt. Dies würde erklären, warum es zu einer Auflösung der entstandenen Abdichtung kommt, da das schnell in das Porensystem eingedrungene Wasser noch nicht mit wasserlöslichen Spezies gesättigt ist und damit die Auflösung bewirken kann. Die Abb. 4-31 zeigt stark vereinfacht den beschriebenen Mechanismus der Selbstabdichtung.

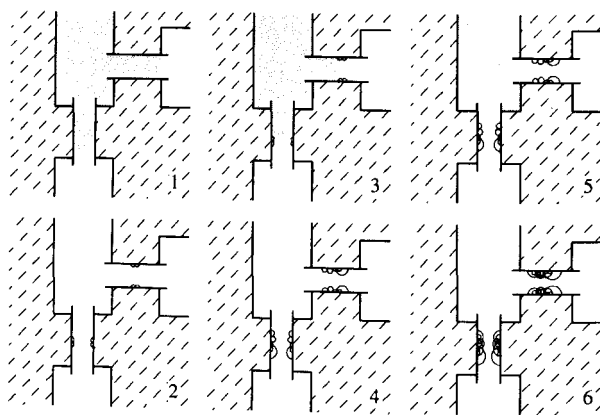


Abb. 4-31: Selbstabdichtung durch Umlagerungseffekte bei mehrfachen Feuchte- und Trocknungszyklen.

Zu klären bleibt jedoch noch, warum bei den VK des Versuchs 2 größere Wassereindringtiefen gemessen wurden, als zu Beginn der Versuchsserie. Dies ist nach den bisherigen Ausführungen nur möglich, wenn sich das Porensystem ändert. Geht man wieder von dem „zweistufigen“ Kapillarsystem aus, liegen in dem Betonkörper unterschiedliche Diffusionsbedingungen für die Gasdiffusion vor. Entlang der Verbundzone zwischen Zuschlag und Zementstein wird der Gasdiffusionskoeffizient größer sein (vergl. *Paulmann* [63], S. 37)²⁸ als in dem kleineren Kapillarsystem. Aus diesem Grund kann das in der Luft vorhandene CO_2 in diesen Bereich gut eindringen. Aufgrund der Kapillarkondensation der Feuchtigkeit liegen an den Verbindungskapillaren der großen Porensysteme optimale Bedingungen für eine lokale Karbonatisierungsreaktion vor. Das Porengefüge wird an diesen Engstellen chemisch²⁹ verändert, so dass das Wasser kapillar in die nächste Verbundzone eindringen kann. Diese Hypothese wird sowohl

²⁸ Paulman beobachtet bei eigenen Untersuchungen, dass Luft insbesondere in der Verbundzone an die Oberfläche austritt.

²⁹ Untersuchungen zeigen, dass bei einer Karbonatisierung der Anteil der kleineren und größeren Porosität zugunsten der mittleren Porosität abnimmt (siehe *Bier* [6]), was ein Beleg für eine Veränderung des Porensystems durch Karbonatisierung ist.

durch die Beobachtungen mit den Eosin-Versuchen, als auch durch die unmittelbar nach der Wasserbeaufschlagung erneut vorhandene Gasdurchlässigkeit bestärkt. Auch die in der Abb. 3-13 gezeigte lokale Karbonatisierung entlang eines Kabels belegt, dass eine lokale Karbonatisierung stattfindet.

Das in seinen drei Aspekten vorgestellte Porenmodell ist in der Lage, die meisten bekannten Beobachtungen plausibel zu erklären. So lässt sich das von *Sosoro* [74] beobachtete Eindringverhalten von organischen Flüssigkeiten auf die unterschiedliche Oberflächenspannung von Wasser und organischen Flüssigkeiten zurückführen. Die von *Holm* [34] beschriebene Wasseraufnahme eines mit 65% rel. Feuchte konditionierten Körpers lässt sich mit der punktuellen Karbonatisierung im Porensystem erklären. Ebenso die in *Holm* [34] dargestellte Beobachtung, dass ein einseitig beaufschlagter Körper nach einem Seitenwechsel der Beaufschlagung keinen Abdichtungseffekt mehr zeigt. Die Versuche nach *Beddoe/Springenschmid* [4] zur Wasseraufnahme lassen sich mit diesem Modell ebenfalls erklären. Das gilt gleichermaßen für die beobachtete Abhängigkeit der Wasseraufnahme von der Versuchskörperabmessung in Stömungsrichtung (*Beddoe/Springenschmid* [4]) als auch für den beobachteten Stopp der Wassertransporte. Auch die von Schönlin beobachtete zunehmende Gaspermeabilität in Abhängigkeit des verwendeten Größtkorns ist plausibel mit dem Modell zu erklären.

Und unter Berücksichtigung des beschriebenen Selbstabdichtungsvorgangs können Beobachtungen von *Ungricht* [77], die bei einem bewitterten Betonbauwerk zwischen tiefenwirksamen Groß- und nicht tiefenwirksamen Kleinereignissen unterscheidet, genauso plausibel erklärt werden, wie die in Abb. 2-12 von *Holm/Krus/Künzel* [33] beobachtete Selbstabdichtung von frei bewitterten Betonbauteilen.

Da klimatische Schlagregenereignisse nur selten über einen langen Zeitraum am Bauteil anstehen, kommt es auch nur selten zur Auflösung der „wasserlöslichen“ Abdichtungen. Der beschriebene Selbstabdichtungseffekt beeinflusst die kapillare Wasseraufnahme und kapillargebundene Schadstoffaufnahme von frei bewitterten Betonbauwerken erheblich. Die Berücksichtigung dieses Selbstabdichtungseffekts bei der Weiterentwicklung von Feuchtetransportmodellen kann einen wichtigen Beitrag für die Verbesserung der berechneten Prognose liefern.

4.3. Berechnung des Permeabilitätskoeffizienten

Anhand der mit dem Messsystem „Atmoperm“ (siehe Kap. 3.3.5) gemessenen Gasdruckdifferenzen ist es möglich den Gaspermeabilitätskoeffizienten zu berechnen. Grundlage der Berechnung sind die idealen Gasgesetze unter Berücksichtigung des Partialdrucks von Wasser und das Hagen-Poiseuilleschen Gesetz (Gleichung (2.28)) für Strömungen gasförmiger Medien durch poröse Stoffe, welches bei Gaspermeabilitätsmessungen zur Berechnung des Gaspermeabilitätskoeffizienten verwendet wird.

Da bei den Versuchen keine statischen Bedingungen vorliegen, ist eine Berechnung nach einem Zeitschrittverfahren, in dem der Temperaturverlauf und der atmosphärische Luftdruckverlauf als Quellterm eingesetzt werden, notwendig. Für die Berechnung wurde im Rahmen dieser Arbeit ein Softwaremodul entwickelt, das mit dem Vorwärtsdifferenzenverfahren arbeitet. Die im Programm verwendeten Gleichungen sind im Folgenden in ihrer Berechnungsabfolge gezeigt.

Für die Berechnung wird der zu untersuchende Körper in Volumenelemente (VE) unterteilt und die in den VE die Luftdruckveränderung in kleinen Zeitschritten berechnet. Die Vorgehensweise ist in Abb. 4-32 schematisch dargestellt.

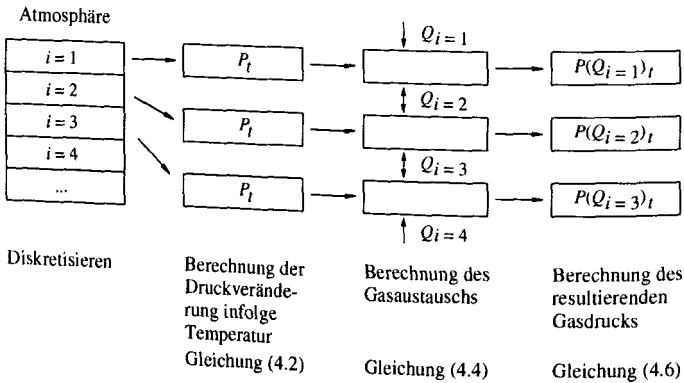


Abb. 4-32: Berechnungsschema für die Bestimmung des Permeabilitätskoeffizienten K .

Dabei wird zuerst die Druckveränderung im VE berechnet, die aus der bekannten Temperaturveränderung resultiert (Gleichung (4.2)). Im nächsten Schritt wird der Volumenstrom Q zwischen den VE berechnet (Gleichung (4.4)) und mit der Zeitschrittweite multipliziert (Gleichung (4.5)). Im letzten Rechenschritt eines jeden Zeitschrittes wird die Abnahme des Gasdrucks im VE durch die transportierte Luftmenge berechnet (Gleichung (4.6)).

Dabei wird angenommen, dass das aus dem VE austretene Gasvolumen der Volumenvergrößerung des Gasraumes im VE entspricht. Der Permeabilitätskoeffizient K muss

am Anfang der Berechnung einmal vorgegeben werden, und kann dann durch einen automatischen Vergleich mit den Messergebnissen für das vorliegende Material iterativ berechnet werden.

Druckanstieg durch Temperaturveränderung zum Zeitpunkt $t+1$:

$$P_{t+1} = P_t \cdot \frac{T_{t+1}}{T_t} + SDD_{t+1} - SDD_t \quad (4.2)$$

Funktion zur Berechnung des Sättigungsdampfdrucks in Abh. der Temperatur.

$$SDD(T) = 6,1078 \cdot 10^{b+T} \quad (4.3)$$

mit P Gasdruck
 T Temperatur
 SDD Sättigungsdampfdruck
 t Zeit
 a Parameter, $a = 7,50$
 b Parameter, $b = 237,30$

Volumenstrom zwischen den Volumenelementen i berechnen:

$$Q_{i+1} = K \cdot A \cdot \frac{p_{i+1}^2 - p_i^2}{\eta \cdot (p_i + p_{i+1}) \cdot s} \quad (4.4)$$

Theoretisches Volumen der ausgetretenen Gasmenge berechnen:

$$V(Q)_{i+1} = (-Q_{i+1} + Q_i) \cdot \Delta t \quad (4.5)$$

Resultierenden Gasdruck berechnen:

$$P(Q)_{t+1} = P_{t+1} \cdot \frac{V_i}{V_i + V(Q)} \quad (4.6)$$

mit Q Durchflussrate des Gases [m^3/s]
 K Permeabilitätskoeffizient [m^2]
 A Querschnittsfläche des Prüfkörpers [m^2]
 V Volumen der ausgetretenen Gasmenge
 s Dichte des Probenkörpers in Durchflussrichtung [m]
 p Druck [N/m^2]
 η dynamische Viskosität des Prüfgases
 i Volumenelement

Die im Folgenden dargestellte Beispielberechnung verwendet die Messdaten des Versuchs 3 siehe Abb. 4-25 im Versuchszeitraum vom 10. Tag (Ereignis 1) bis zum 24. Tag. Die Eingangsdaten für die Berechnung sind der atmosphärische Luftdruck und die Temperatur des genannten Zeitraums.

Die für die Berechnung verwendeten Eingangsdaten und die Messergebnisse sind in Abb. 4-33 gemeinsam mit den Berechnungsergebnissen eingetragen.

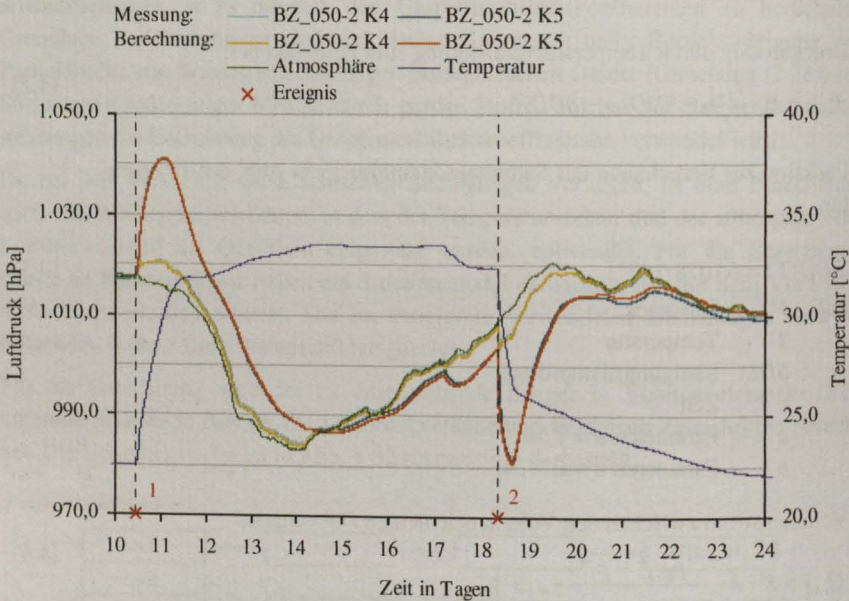


Abb. 4-33: Vergleich des gemessenen und des berechneten Luftdruckverlaufs im BZ_050-2 über einen Zeitraum von 14 Tagen.

Der visuelle Vergleich des gemessenen und des berechneten Luftdruckverlaufs im BZ_050-2 zeigt, dass die Berechnung des Luftdruckverlaufs mit dem erstellten Algorithmus zu guten Ergebnissen führt. Der mit diesem Berechnungsverfahren iterativ ermittelte Permeabilitätskoeffizient beträgt $4,98 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$. Gemäß den Auswertungen von *Rigo* (siehe [66], S. 89) liegt der berechnete Permeabilitätskoeffizient im Mittelfeld der mit dem Standardverfahren ermittelten Permeabilitätskoeffizienten für einen Beton mit einem w/b -Wert von 0,5.

In der Berechnung werden die Messergebnisse und das an einer Materialprobe gemessene Porenvolumen berücksichtigt. Der Berechnungsfehler, der aus den Messergebnissen resultiert, lässt sich gut über Vergleichsberechnungen abschätzen. In dem gezeigten Berechnungsbeispiel würde ein Messfehler von ca. 3 hPa im Maximalpunkt der Messung eine Verschiebung des berechneten Permeabilitätskoeffizienten von ca. $\pm 1 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$ bewirken. Das für die Berechnung notwendige Porenvolumen geht direkt in den Berechnungsschritt der Gleichung (4.6) ein. Ein Fehler in der verwendeten Porosität von 5% (von 10% auf 15%) ergibt bei dem berechneten Permeabilitätskoeffizienten einen Fehler von $2,5 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$ (von ca. $5 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$ auf ca. $7,5 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$).

Auf die Möglichkeiten zur Kalibrierung des Messsystems wird im Anhang detailliert eingegangen.

Abschließend sei darauf hingewiesen, dass das vorgestellte Verfahren zur Ermittlung des Permeabilitätskoeffizienten mit geringen Druckdifferenzen arbeitet. Damit ist es möglich den Permeabilitätskoeffizienten unter realitätsnahen Verhältnissen zu ermitteln, was bei anderen Verfahren aufgrund der hohen Druckdifferenzen nicht der Fall ist.

Ein weiterer Vorteil des Verfahrens besteht darin, dass die Messung auch mit einer großen Betonüberdeckung erfolgen kann, wodurch lokale werkstoffbedingte Streuungen der Permeabilität integrativ berücksichtigt werden.

4.4. Zusammenfassung Kapitel 4

Zur Klärung der beobachteten Selbstabdichtung von Betonbauteilen wurden verschiedene Versuche durchgeführt und vorgestellt. Mit den Versuchen sollte die Frage geklärt werden, wie es zu der beobachteten Selbstabdichtung von Betonbauteilen kommt. Dafür wurde mit einem speziellen Messverfahren der Luftdruck in den Versuchskörpern kontinuierlich gemessen und mit Bezug zum atmosphärischen Luftdruck- und Temperaturverlauf ausgewertet. Es wurde gezeigt, dass mit diesem Verfahren ein Monitoring der Gaspermeabilität von Betondeckschichten durchgeführt werden kann und unter Verwendung der Messdaten die Möglichkeit besteht, den dazugehörigen Permeabilitätskoeffizienten zu berechnen. Dazu wurde im Rahmen dieser Arbeit ein Berechnungsmodul entwickelt, das nach dem Vorwärts-Differenzen-Verfahren arbeitet. In einem praktischen Beispiel wurde gezeigt, dass die gemessenen Luftdruckverläufe in den Versuchskörpern unter Verwendung des zuvor berechneten Permeabilitätskoeffizienten, des atmosphärischen Luftdrucks und des Temperaturverlaufs sehr gut rechnerisch nachvollzogen werden können.

In einem weiteren Versuch wurden die Luftdruckverläufe in den Versuchskörpern während der Wasseraufnahme der Versuchskörper gemessen. Aus den Messdaten wurde auf das Wassereindringverhalten geschlossen. Die Versuchskörper wurden in dieser Versuchsserie im wöchentlichen Abstand mit einer geringen Wassermenge beaufschlagt. Mit diesem Vorgehen konnte aufgezeigt werden, dass bei Beton durch Beaufschlagung und Austrocknung ein Selbstabdichtungseffekt auftritt, der jedoch bei anhaltender Wasserbeaufschlagung nur wenige Stunden stabil bleibt. Da es in der Praxis bei frei bewitterten Betonbauwerken nur selten vorkommt, dass über einen längeren Zeitraum kapillar aufnehmbares Wasser an der Oberfläche ansteht, beeinflusst dieser Selbstabdichtungseffekt maßgeblich die Veränderung der wassergebundenen Stofftransporte.

Des Weiteren konnte anhand einer Testreihe gezeigt werden, dass Beton bei einer Erstbeaufschlagung eine begrenzte Wassereindringtiefe aufweist, die über den Beaufschlagungszeitraum von 14 Tagen stabil bleibt.

Für die beobachteten Phänomene wurde abschließend ein erweitertes Porenmodell aufgestellt. Kern dieses Modells ist die Berücksichtigung der Verbundzone zwischen Gesteinskörnung und Zementstein als besonders transportwirksames Kapillarsystem, welches aufgrund der nicht immer gegebenen Ankopplung an die nächste Verbundzone endlich ist. Das Kapillarsystem des Zementsteins grenzt bei einem Beton zwangsläufig an das Porensystem des Verbundbereichs. Es ist jedoch aufgrund der physikalischen Gesetzmäßigkeiten nur in der Lage, Wasser aus der Verbundzone zu entnehmen und nicht das Wasser in diese Verbundzone einzuleiten. Daraus resultiert auch für die Weiterleitung des Wassers in den Kapillaren des Zementsteins eine Grenze, die eine endliche Eindringtiefe zur Folge hat. Das dargestellte Erklärungsmodell wurde an den beschriebenen Selbstabdichtungseffekten überprüft und ist in der Lage, die von anderen Forschern beobachtete Selbstabdichtung gut zu erklären.

5. Adaptive Modellierung der Dauerhaftigkeit von Betonbauteilen mit Transreac

Für die adaptive Simulationsberechnung mit dem Programmsystem TRANSREAC wurden im Rahmen dieser Arbeit neue Programmmodule entwickelt, die während der laufenden Simulationsberechnungen eine gezielte, sukzessive Zuschärfung von im Programm verwendeten Transportparametern ermöglichen. Die Veränderung der Transportparameter kann theoretisch an vielen Stellen im Quellcode eingreifen und die Berechnung beeinflussen. Um den modularen Aufbau des Programmsystems TRANSREAC auch für andere Programmerweiterungen (z.B. *Rigo* [66]) zu erhalten, wurde der deterministische Kern von TRANSREAC an geeigneter Stelle durch Faktoren zur Skalierung der Stofftransporte ergänzt. Auf Änderungen der in *Rigo* [66] und *Schmidt-Döhl* [73] beschriebenen Algorithmen zur Berechnung der Stofftransporte und thermodynamischen Gleichgewichte wurde verzichtet.

Das Prinzip der adaptiven Simulationsberechnung, die Programmerweiterungen und die durchgeführten Simulationsberechnungen werden nachfolgend vorgestellt.

5.1. Prinzip der adaptiven Simulationsberechnung

Das Ziel der adaptiven Simulationsberechnung ist eine Verbesserung der Prognoseausgabe, bzw. die Möglichkeit Simulationen mit materialspezifischen Startwerten geringerer Qualität durchführen zu können. Um dieses Ziel zu erreichen, werden am Bauwerk gemessene Informationen genutzt, um eine Simulationsberechnung während der Berechnung gezielt zu beeinflussen. Die hier vorgestellte adaptive Simulationsberechnung arbeitet mit Vergleichsereignissen. Vergleichsereignisse sind am Bauteil gewonnene zeitbezogene Informationen, die mit in TRANSREAC berechneten Eigenschaften korreliert werden können. Ein Beispiel für eine Korrelation ist die Betonabtragtiefe infolge eines lösenden Angriffes. Die Abtragtiefe kann am Bauteil zeit- und ortsbezogen (z.B. tiefengestaffelt) gemessen werden und wird in TRANSREAC zeit- und ortsbezogen berechnet. Somit ist ein direkter Vergleich zwischen Berechnung und Bauwerksmessung (Vergleichsereignis) im Programm möglich. Da Simulationsberechnungen mit Transport-Reaktions-Modellen langwierig sein können, wird die Simulationsberechnung bei einer Abweichung zwischen Berechnung und Messung nicht mit geänderten Parametern neu gestartet, sondern synchronisiert. Dieses Vorgehen bietet zudem den Vorteil, dass die Transportparameter mit jedem Vergleichsereignis optimiert werden und zeitlich wechselnde Beanspruchungen oder Schadensprogressionen berücksichtigt werden können.

Die Abb. 5-1 zeigt das Vorgehen bei der adaptiven Simulationsberechnung schematisch. Dargestellt ist die Schädigungstiefe (y -Achse) in Abhängigkeit des tatsächlichen Bauwerksalters oder berechneten Prognosealters (x -Achse). Die gestrichelte Linie in Abb. 5-1 ist eine beispielhaft berechnete Schädigungstiefe einer Simulationsberechnung ohne adaptive Eingriffe. Die am Bauwerk ermittelten Schädigungstiefen sind als Punkte ebenfalls in die Abbildung eingetragen. Deutlich ist zu erkennen, dass die berechnete Schädigungstiefe kleiner ist, als die am Bauwerk ermittelte Schädigungstiefe. Eine nicht korrigierte Prognose würde in diesem Fall zu einer Überschätzung der Dauerhaftigkeit eines Bauteils führen. Für die adaptive Berechnung (durchgezogene Linie) werden die Ergebnisse der Bauwerksmessung als Vergleichsereignisse V_e im Simulationsprogramm genutzt.

Kriterium für den Beginn des adaptiven Eingriffs ist das Erreichen der Ereigniszeit oder der Schädigungstiefe des Vergleichsereignisses. Da bis zum ersten Vergleichsereignis keine Eingriffe in die Simulationsberechnung erfolgen, sind die Ergebnisse der adaptiven und der nicht adaptiven Berechnungen identisch. Beim Erreichen des ersten Vergleichsereignisses (Zeitkriterium) ergibt der Vergleich, dass die berechnete Schädigungstiefe kleiner ist als die gemessene Schädigungstiefe. Die berechnete Schädigungstiefe ist an diesem Vergleichsereignis also geringer als die am Bauwerk gemessene. Dieser Fall ist im Diagramm mit (1) gekennzeichnet.

Für die Synchronisation zwischen Messergebnis und Berechnungsergebnis werden in den folgenden Berechnungsschritten die Stofftransporte verstärkt, bis die berechnete Schädigungstiefe mit der Schädigungstiefe des Vergleichsereignisses übereinstimmt. Die für die Synchronisation benötigte „berechnete“ Synchronisationszeit ist in der zweiten x -Achse (Synchronisationszeiträume S_z) eingetragen. In der dritten x -Achse (Bezugszeiträume B_z) ist der Zeitraum zwischen den Synchronisationszeiten eingetragen. Unter Verwendung des Synchronisations- und Bezugszeitraumes wird der adaptive Faktor für die notwendige Verstärkung der Stofftransporte berechnet. Details dazu werden in den folgenden Abschnitten dargestellt.

Bei der in der Abb. 5-1 dargestellten schematisierten Simulationsberechnung werden die Stofftransportberechnungen in den nachfolgenden Zeitschritten mit einem adaptiven Faktor korrigiert. Durch die adaptive Beeinflussung erfolgt der berechnete Schädigungsfortschritt schneller als in der ursprünglichen Simulationsberechnung. Dies ist in der Abbildung durch unterschiedliche Steigungen der berechneten Schädigungslinie zu erkennen. Bis zum nächsten Vergleichsereignis bleibt der berechnete Faktor unverändert.

In dem dargestellten Beispiel wird die Schädigungstiefe des zweiten Vergleichsereignisses berechnet, bevor das Bauwerksalter des Vergleichsereignisses erreicht wird. Für die Synchronisation wird in diesem Fall (2) der Stofftransport stark verkleinert, so dass die Berechnungszeit weiterläuft, ohne dass eine weitere Schädigung berechnet wird. Nach der Synchronisation erfolgt unter Berücksichtigung des Synchronisationszeitraumes, des

Bezugszeitraumes und der vorhergehenden Korrektur, die Berechnung der neuen adaptiven Faktoren. Die nachfolgenden Vergleichereignisse können Ereignisse des ersten (1), des zweiten (2) oder wie dargestellt des dritten Falls (3) sein. Beim dritten Fall (3) stimmt die Berechnung mit dem Vergleichereignis überein. Dieser Fall ist ein theoretischer Fall, da eine Abweichung von einer Sekunde ausreicht, um programmtechnisch in den Fall (1) oder den Fall (2) zu verzweigen.

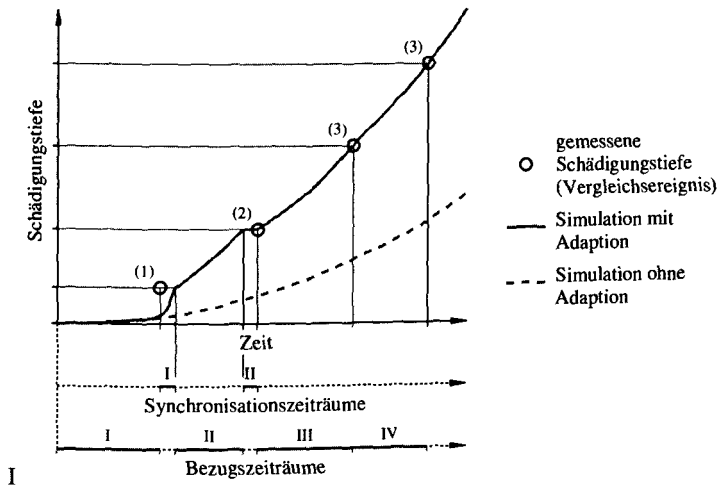


Abb. 5-1: Prinzip der adaptiven Simulation anhand von Vergleichereignissen.

In der Regel reichen schon wenige Vergleichereignisse, um die Prognosequalität der Simulationsberechnung deutlich zu verbessern. Nach Ablauf des Zeitraums, für den Vergleichereignisse vorliegen, wird die Berechnung mit den aktuellen adaptiven Faktoren bis zum vorgegebenen Ende des Prognosezeitraums durchgeführt.

5.2. Ergänzungen am Programmsystem TRANSREAC für die adaptive Simulationsberechnung

5.2.1. Adaptiver Eingangsdatensatz

Für die adaptive Simulationsberechnung mit TRANSREAC sind ergänzend zu den von TRANSREAC benötigten Eingangsparameter (siehe Kapitel 2.2) Eingaben zu den adaptiven Eingriffen notwendig, die die Vergleichereignisse eindeutig beschreiben. Zu den vorzugebenden Eingangsparametern gehört die in TRANSREAC verwendete Materialbezeichnung, der zu beeinflussende Stofftransport, ein Korrekturfaktor für die Berechnung des adaptiven Faktors sowie die Art, die Bauteiltiefe und der Zeitpunkt des Vergleichereignisses. Im Folgenden werden die notwendigen Eingangsparameter für die adaptive Simulationsberechnung kurz erläutert.

Das Simulationsprogramm TRANSREAC arbeitet mit Materialdatensätzen, die die physikalischen und chemischen Eigenschaften umfassend beschreiben. Für die adaptive Simulation wird nur der Name bzw. die Nummer des Materials benötigt, bei dem die Transporteigenschaften beeinflusst werden sollen. Dies ist wichtig, da mit TRANSREAC auch mehrschichtige Bauteile aus unterschiedlichen Materialien berechnet werden können, die adaptive Anpassung der Stofftransporte aber nur für das vorgegebene Material durchgeführt werden soll.

Beeinflusst werden können alle Gas- und Flüssigkeitstransporte, die mit den in TRANSREAC implementierten Algorithmen berechnet werden können. Die physikalischen Grundlagen und die programmtechnische Umsetzung der Stofftransporte sind in Kapitel 2.3 und bei *Schmidt-Döhl* [73] dargestellt. Ein Beispiel für einen adaptiv beeinflussbaren Stofftransport ist die Gasdiffusion, bei der der spezifische Gasdiffusionskoeffizient adaptiv beeinflusst werden kann.

Nachfolgende Stofftransporte können durch die in das Programm implementierten adaptiven Faktoren verändert werden:

- Kapillarer Wassertransport / Huckepacktransport
Beeinflusst die Wasseraufnahme und -weiterleitung im Bauteil. Eine Beeinflussung dieser Transportarten bewirkt immer auch eine Beeinflussung der wassergebundenen Stofftransporte.
- Wasserdampftransport
Ermöglicht die Beeinflussung des wasserdampfgebundenen Feuchtetransports.
- Diffusion von gelösten Teilchen und Ionen
Ermöglicht die Beeinflussung der durch Diffusion transportierten Stoffmenge, z.B. in einem wassergesättigten Bauteil.
- Gasdiffusion
Ermöglicht die Anpassung der Gastransporte, wenn z.B. eine Schädigung durch Karbonatisierung nicht richtig berechnet wird.
- Wärmeübergang nach *Künzel* [39]
Ermöglicht die Korrektur der Wärmeaufnahme/-abgabe eines Bauwerks.

Die weiteren Eingaben beschreiben den Vergleich zwischen den Bauwerksmessergebnissen und den dazu entsprechenden im Programm berechneten Werten. Die Bauwerksmessergebnisse werden durch den Messwert (z.B. Chloridgehalt), die Tiefe der Probennahme (z.B. 1,5 cm) und das Bauteilalter zum Zeitpunkt der Messung beschrieben. Im einfachsten Fall ist der berechnete Wert der Chloridgehalt, der mit dem gemessenen, tiefenabhängigen Chloridgehalt verglichen wird. Für die adaptiven Berechnungen sind im Rahmen dieser Arbeit folgende Vergleichsmöglichkeiten erstellt worden:

- Überschreiten einer vorgegebenen Chloridkonzentration im Volumenelement unter Berücksichtigung der Spezies $NaCl$, Friedelsches Salz und gelöstes Chlorid
Ermöglicht den Vergleich mit einem am Bauwerk gemessenen Chloridgehalt.
- Überschreiten einer vorgegebenen Chloridkonzentration in der Porenlösung
Das Überschreiten einer definierten Chloridkonzentration in der Porenlösung kann als Vergleichsinformation für das Einsetzen einer Stahlkorrosion verwendet werden.
- Aktivität des Chloridions in der Porenlösung
Das Überschreiten einer definierten Aktivität des Chloridions in der Porenlösung kann als Vergleichsinformation für das Einsetzen einer Stahlkorrosion verwendet werden.
- Überschreiten einer vorgegebenen Ettringitkonzentration
Ettringit ist ein kennzeichnendes Schädigungsmineral für den Sulfatangriff. Die Ettringitkonzentration eignet sich daher als Vergleichsinformation für die adaptive Simulationsberechnung.
- Überschreiten einer vorgegebenen SiO_2 -Konzentration
 SiO_2 entsteht z.B. bei der Karbonatisierung und ist eine geeignete Vergleichsinformation für den Schädigungstiefe.
- Überschreiten einer vorgegebenen Feuchtigkeit
Vergleichsinformation für die adaptiv berechnete Feuchtigkeitsaufnahme.
- Unterschreiten einer vorgegebenen Feuchtigkeit
Vergleichsinformation für die adaptiv berechnete Trocknung eines Bauteils.
- Unterschreiten einer vorgegebenen Festigkeit
Vergleichsinformation bei einem lösenden Schädigungsprozess.
- Unterschreiten einer vorgegebenen Portlandit-Konzentration
Schädigungsinformation für verschiedene Schädigungsprozesse, z.B. Karbonatisierung.
- Unterschreiten einer vorgegebenen Monokarbonat-Konzentration
Schädigungsinformation für verschiedene Schädigungsprozesse, z.B. lösender Angriff durch Ammoniumnitrat.
- Prozentuale Umsetzung des verfügbaren Kalziums in $CaCO_3$
Vergleichsinformation bei einer Karbonatisierung.

Innerhalb einer Simulationsberechnung ist es möglich, verschiedene Vergleichsereignisse zu verwenden und die dazu gehörigen Stofftransporte anzupassen. So kann z.B. die Chlorideindringtiefe und die Karbonatisierungstiefe als gekoppelter Schädigungsprozess innerhalb einer Berechnung adaptiv korrigiert werden. Die eingegebenen Vergleichser-

eignisse werden chronologisch nach erfolgter Synchronisation eingelesen und für die adaptive Anpassung der Stofftransporte verwendet. Durch den modularen Aufbau des adaptiven Algorithmus sind nur geringfügige Ergänzungen im Quellcode notwendig, um weitere Schadensprozesse adaptiv zu berechnen oder neue Programmparameter adaptiv zu steuern.

5.2.2. Berechnung der adaptiven Faktoren

Die adaptive Simulation arbeitet mit adaptiven Faktoren a_F , die auf die Stofftransportparameter im deterministischen Kern von TRANSREAC einwirken. Zu Beginn einer adaptiven Simulationsberechnung und bei einer nicht adaptiven Simulationsberechnung haben die adaptiven Faktoren den Wert „1“. Bei Eintritt des Vergleichereignisses wird der Bezugszeitraum B_Z durch Subtraktion des vorhergehenden Synchronisationszeitpunktes vom aktuell berechneten Zeitpunkt ermittelt. Die aktuelle Simulationszeit wird gespeichert und die Berechnung fallabhängig mit vergrößerten (Fall 1) oder verkleinerten (Fall 2) Stofftransporten fortgesetzt, bis das berechnete Ereignis mit dem gemessenen Ereignis übereinstimmt. Die beim Erreichen der Synchronisation berechnete Zeit vermindert um die beim Beginn der Synchronisation gespeicherte Zeit ist der Synchronisationszeitraum S_Z (siehe Abb. 2-1). Der Beschleunigungsfaktor berücksichtigt, dass durch die Verstärkung der Stofftransporte der Synchronisationszeitraum kürzer ist als der theoretisch für die Synchronisation benötigte Zeitraum. Der Wert des Beschleunigungsfaktors b_F hat in der Regel den Wert, der für die Verstärkung der Stofftransporte während der Synchronisation verwendet wurde. Der Verzögerungsfaktor v_F wird in der Regel eins betragen. Er findet Anwendung bei der Optimierung der adaptiven Faktoren und ist im Quellcode abgelegt. Der Korrekturfaktor k_F ermöglicht eine Anpassung des berechneten adaptiven Faktors a_F . Der Wert wird in der Regel „eins“ betragen, ermöglicht aber eine Anpassung der adaptiven Berechnung ohne in den Quellcode eingreifen zu müssen. Da sich der berechnete adaptive Faktor in Abhängigkeit der Stofftransporte unterschiedlich auswirkt, sind im adaptiven Modul Einflussfaktoren e_F hinterlegt, die den berechneten adaptiven Faktor entsprechend der gewählten Stofftransporte und Schadensprozesse für das Programmsystem TRANSREAC korrigieren. Die Berücksichtigung der Anzahl der vorausgehenden Vergleichereignisse v_V verhindert, dass ein fehlerbehaftetes Vergleichereignis den adaptiven Faktor unverhältnismäßig stark verändert.

Im Fall 1 (Beschleunigung) muss der adaptive Faktor nach der Korrektur größer werden, als der bis zum Eintritt des Vergleichereignisses gültige adaptive Faktor. Die Berechnung des adaptiven Faktors erfolgt nach Gleichung (5.1). Im Fall 2 (Verzögerung) wird der adaptive Faktor gemäß Gleichung (5.2) verkleinert.

Aus den Gleichungen ist ersichtlich, dass die Veränderung des adaptiven Faktors mit abnehmendem Synchronisationszeitraum S_Z , also mit verbesserter Prognoseberechnung, kleiner wird.

$$a_{F,neu} = a_{F,alt} \cdot \frac{v_V + \left(\frac{B_Z + S_Z \cdot b_F}{B_Z} \right)^{e_{F1}} \cdot k_F}{v_V + 1} \quad (5.1)$$

$$a_{F,neu} = a_{F,alt} \cdot \frac{v_V + \left(\frac{B_Z}{B_Z + S_Z \cdot v_F} \right)^{e_{F2}} \cdot k_F}{v_V + 1} \quad (5.2)$$

mit	a_F	Adaptiver Faktor
	v_V	Anzahl der vorausgehenden Vergleichereignisse
	B_Z	Bezugszeitraum
	S_Z	Synchronisationszeitraum
	b_F	Beschleunigungsfaktor
	v_F	Verzögerungsfaktor
	e_{F1}	Einflussfaktor (Beschleunigung)
	e_{F2}	Einflussfaktor (Verzögerung)
	k_F	Korrekturfaktor

5.2.3. Programmergänzungen für realitätsnahe Prognoseberechnungen

Für möglichst realitätsnahe Prognoseberechnungen wurden im Programmsystem TRANSREAC Ergänzungen zur Berücksichtigung der Klimadaten (siehe Kap. 3.2) durchgeführt. Durch diese Ergänzungen ist es jetzt möglich, die vorhandenen Klimadaten zyklisch zu wiederholen und Langzeit-Prognoseberechnungen unter Berücksichtigung des ortstypischen Klimas durchzuführen. Weitere Ergänzungen ermöglichen die Berücksichtigung der Beaufschlagungszeiträume, so dass in den Simulationsberechnungen Trocknung und Flüssigkeitsbeaufschlagung des Bauteils mit variablen Zeiträumen berücksichtigt und zyklisch wiederholt werden können.

Für die Berücksichtigung der im Kap. 4 aufgezeigten Selbstabdichtung wurde ein zusätzliches Programmmodul zur tiefenabhängigen Veränderung der kapillaren Transportparameter entwickelt und im Programmsystem Transreac implementiert. Die Beeinflussung der kapillaren Transportparameter erfolgt durch die adaptiven Faktoren, die für jedes VE einen anderen Wert haben. In einem ersten Ansatz wurden die adaptiven Faktoren für die Berücksichtigung der Selbstabdichtung nach den Funktionen (5.3) berechnet.

Dieser Ansatz bewirkt, dass die kapillare Transportleistung in der Tiefe der nach DIN EN 12390-8 [58] gemessenen Wassereindringtiefe nur noch ein Zehntel der Ausgangstransportleistung hat. Der Faktor xy kann adaptiv beeinflusst werden. Für die Verifikation dieses Ansatzes reichten die vorliegenden Daten jedoch nicht aus. Auf die

Verwendung dieses Moduls in den nachfolgend dargestellten Beispielberechnungen wurde daher verzichtet.

$$a_{F,TUV} = (a_{IV} \cdot a_F)^{x_i} \quad (5.3)$$

$$a_{IV} = 0,1^{\frac{1}{x_i}}$$

mit $a_{F,TUV}$ adaptiver Faktor tiefenabhängiger Umweg
 a_F adaptiver Faktor
 a_{IV} Parameter
 x_i Tiefe des Volumenelements [mm]
 x_l Wassereindringtiefe [mm]

5.3. Beispielrechnungen

5.3.1. Berechnungsgrundlage

Berechnungsgrundlage für die adaptiven Simulationsberechnungen, ist das am iMBM entwickelte Transport-Reaktions-Modell TRANSREAC (Kap. 2.2.1).

Die in TRANSREAC vorhandene Option zur Berücksichtigung der chemischen Kinetik³⁰ wurde nicht verwendet, da hierzu die Datenverfügbarkeit nicht ausreichte. Die thermodynamische Datenbasis wurde gegenüber der Arbeit von Rigo [66] nicht geändert. Neu hinzugekommen ist das im Kap. 5.2 vorgestellte adaptive Modul.

5.3.2. Datengrundlage für die durchgeführten Berechnungen

Für die durchgeführten Berechnungen wurden Datensätze zusammengestellt, die die im Kapitel 3 vorgestellten Versuchsbauwerke chemisch und physikalisch beschreiben. Sie sind Voraussetzung für eine hochwertige Prognoseberechnung mit dem Programmsystem TRANSREAC. Bei Verwendung des adaptiven Moduls genügt es, auf Standardwerte für die Stofftransporte zurückzugreifen, da das adaptive Vorgehen die notwendige Zuschärfung der Transportkoeffizienten übernimmt. Um einen besseren Vergleich

³⁰ Die chemische Kinetik beschäftigt sich mit dem zeitlichen Ablauf chemischer Reaktionen (Reaktionskinetik). Für die Verwendung der chemischen Kinetik in Transreac ist es notwendig, die Reaktionsgeschwindigkeitskonstanten der in der Berechnung berücksichtigten, relevanten chemischen Reaktionen zu kennen. Für die chemischen Reaktionen im Beton sind bisher jedoch nur sehr wenige Reaktionsgeschwindigkeitskonstanten und Abhängigkeiten bekannt (*Schmidt-Döhl* [73], S.42ff.). U.a. fehlen die Geschwindigkeitskonstanten für die Bildung des Friedelschen Salzes. Da die Datenlage für die Berücksichtigung der chemischen Kinetik im Beton nicht ausreicht, wurden die Berechnungen in dieser Arbeit ohne chemische Kinetik durchgeführt. Bei der Berechnung der chemischen Reaktionen wird nur der thermodynamisch stabile Phasenbestand berücksichtigt, so dass nur sehr schnell ablaufende Reaktionen realitätsnah abgebildet werden. Die thermodynamischen Berechnungen in den VE erfolgen daher stets vollständig, was nur bei sehr schnellen chemischen Reaktionen der Realität entspricht (siehe 5.3.4.7).

zwischen den adaptiven und nicht adaptiven Berechnungen zu ermöglichen, wurden in dieser Arbeit die wichtigsten Materialparameter bestimmt und in die Eingangsdatensätze übernommen.

Für die physikalische Beschreibung wurden dazu der Flüssigkeitsaufnahmekoeffizient, die freie Wassersättigung und die Porenradienverteilung (MIP) bestimmt. Die Datengrundlagen für die durchgeführten Berechnungen sind im Anhang, Tab. A-8 tabellarisch dargestellt.

Für die chemische Beschreibung der verwendeten Betone war die Kenntnis der Phasenzusammensetzung der verwendeten Zemente, der nicht inerten Zusatzstoffe und Gesteinskörnungen, bezogen auf den Kubikmeter Beton, notwendig. Die Ermittlung der Zementphasenzusammensetzung erfolgte auf der Grundlage eigener Untersuchungen oder anhand der Zementanalysen des Zementwerks und unter und unter Verwendung der Bogue-Formeln zur Bestimmung der Phasenzusammensetzung von Zementen (siehe *Henning/Knöfel* [30]).

Die Eingaben im Eingangsdatensatz erfolgten in mol pro Kubikmeter Beton. Die verwendete Gesteinskörnung wurde als inert betrachtet. Zusatzstoffe wurden bei den Betonen der Versuchsbauwerke nicht verwendet. Die Phasenzusammensetzung der Versuchsbetone ist in der Tab. A-12 im Anhang A.1 aufgeführt.

5.3.3. Aufbereitung der Klimadaten

Bei den durchgeführten Berechnungen wurden die an den Versuchsbauwerken aufgezeichneten Klimadaten berücksichtigt. Für die Aufbereitung der Klimadaten wurde ein Modul programmiert, das die Klimarohdaten (siehe Kap 3.2) auf Plausibilität und Vollständigkeit überprüft, nachfolgend zeitbezogene Mittelwerte erstellt und die ergänzenden Informationen hinzufügt. Die ergänzenden Informationen beinhalten Angaben zu den Übergangskoeffizienten, wie z.B. dem Schlagregenkoeffizient oder der Niederschlagsabsorptionszahl und zu den Beaufschlagungszeitenräumen. Unterbrechungen der Beaufschlagung mit den korrosiven Lösungen können demzufolge zeitrichtig in der Simulationsrechnung berücksichtigt werden. Während der Unterbrechung der Beaufschlagung liegen an der Bauwerksoberfläche die Beaufschlagungsbereiche durch Abdeckungen gegen Schlagregen geschützt waren. Aufgrund der Form der Versuchsbauwerke waren die nicht beaufschlagten Rückseiten ganzjährig vor Schlagregen geschützt. Entsprechend wurden in den Simulationsberechnungen für die Rückseiten der Klimadaten ohne Schlagregen verwendet. Während der Beaufschlagungszeiten der VB 1-VB 3 wurde die Temperatur der anstehenden korrosiven Lösung mit der Temperatur des Klimadatensatzes angenommen. Für jedes Versuchsbauwerk und jedes Beaufschlagungsfeld wurden spezifische Klimadatenätze zusammengestellt. Zugunsten einer zyklischen Wiederholbarkeit der Daten wurde darauf geachtet, dass die Datensätze einer vollständigen Jahreszyklen beinhalten. In Vergleichsrechnungen wurde die Verwen-

dung von Klimamittelwerten, die sich aus einem Messintervall von 6 Stunden ergeben, als guter Kompromiss zwischen Berücksichtigung des Klimas und Begrenzung der Rechenzeit ermittelt. Die Prognoseberechnungen berücksichtigen somit pro Prognosejahr 1460 Klimadaten.

5.3.4. Beispielhafte adaptive Berechnungen zur Dauerhaftigkeit von Betonbauwerken unter chemischem Angriff

Mit den vorliegenden Datensätzen der Versuchsbauwerke, der angreifenden Lösungen, des Klimas und der adaptiven Eingangsdaten, wurden für die Versuchsbauwerke adaptive und nicht adaptive Simulationsberechnungen durchgeführt. Einige Berechnungsergebnisse sind im Folgenden beispielhaft dargestellt und erläutert. Der Eingangsdatensatz für die Simulationsberechnung mit TRANSREAC bleibt innerhalb der Berechnungsbeispiele unverändert und wird durch den adaptiven Eingangsdatensatz ergänzt. Die Eingangsdatensätze zu der hier dargestellten Berechnung sind im Anhang, Tab. A-8 Tab. A-12 dargestellt.

Die am VB 1 und VB 2 gezielt erzeugten Risse wurden in der Prognoseberechnung nicht berücksichtigt, gehen aber bei der adaptiven Simulation durch die Verwendung der Bauwerksmessungen in den automatisch berechneten adaptiven Faktor mit ein. Bei den lösenden und treibenden Schädigungsmechanismen wurde durch das rechnerische Ablösen der geschädigten Volumenelemente das „worst case scenario“ berechnet. Bei der Berechnung der lösenden Angriffe wurde das rechnerische Ablösen der Volumenelemente beim Unterschreiten der berechneten Druckfestigkeit von 3N/mm^2 berücksichtigt. Bei der Berechnung eines treibenden Angriffes erfolgte das rechnerische Ablösen des Volumenelementes beim Überschreiten der Grenzdehnung von ca. $0,135\%$, in deren Folge die berechnete Rissbildung einsetzt (siehe *Schmidt-Döhl* [73]). Die angreifende Lösung liegt nach dem Ablösen eines Volumenelementes an dem nachfolgenden noch intakten Volumenelement an. Eine Ausbildung von den Schädigungsfortschritt verlangsamen „Schutzschichten“ wurde nicht berücksichtigt.

Sofern nicht in den Erläuterungen der Beispielberechnungen anders beschrieben, wurde das Bauteil für die Simulationsberechnung in 5 mm dicke Elemente ($1000 \cdot 1000 \cdot 5\text{mm}$) diskretisiert.

Die nachfolgende Abb. 5-2 verdeutlicht das Vorgehen bei der adaptiven Simulationsberechnung. Die obere Abbildung zeigt das Bauwerk im Ausgangszustand zum Zeitpunkt $t = 0$ und die dazugehörige Aufbereitung/Diskretisierung für die Simulationsberechnung. In das Bauwerk sind tiefengestaffelt Sensoren (S1-S4) eingebaut, die die Bauwerksinformation für die Vergleichsereignisse liefern. Zum Zeitpunkt $t = 1$ erreicht die Schädigung den Sensor S1 (mittleres Bild). Die Schädigungsinformation kann jetzt bei einer Simulationsberechnung als Vergleichsereignis berücksichtigt werden. Nach der Synchronisation entspricht die berechnete Schädigungstiefe der gemessenen Schädi-

gangstiefe zum Zeitpunkt $t = 1$ und die Berechnung wird mit dem ermittelten adaptiven Faktor fortgesetzt (vergl. Abb. 5-1).

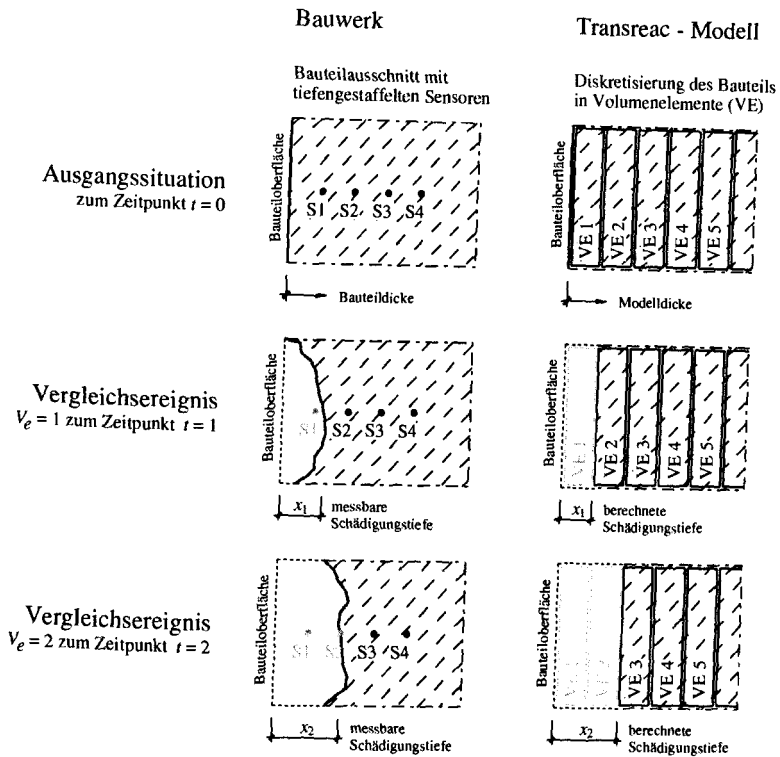


Abb. 5-2: Zusammenhang zwischen den am Bauteil entnommenen Messdaten und den Simulationsergebnissen für die adaptive Anpassung durch Vergleichsereignisse.

Wie am Bauwerk liegt die korrosive Flüssigkeit auch bei der Simulationsberechnung an der verbleibenden Oberfläche (VE 2) an, was durch das rechnerische Herausnehmen des ersten Volumenelementes (VE 1) erreicht wird. Sobald die Sensorinformation des zweiten Sensors (S2) vorliegt, kann auch diese Information in der adaptiven Simulationsberechnung berücksichtigt werden. D.h., die mit den Sensoren S1-S4 gemessene Bauteilschädigung ist die Vergleichsinformation für die adaptive Simulationsberechnung. Wenn aus einem Schädigungsmechanismus ein Betonabtrag resultiert, wird diese automatisch im Modell berücksichtigt, sofern diese Programmoption eingeschaltet ist. Ob die Schädigungsinformation durch einen Sensor oder durch eine manuelle Untersuchung gemessen wird, ist für die Verwendung als Vergleichsereignis unerheblich. Vorteilhaft ist jedoch eine zeitgenaue Schädigungsinformation mit einer hohen örtlichen Auflösung, wie sie nur mit Sensoren im Monitoringbetrieb erreicht werden kann.

Nachfolgend werden berechnete Simulationsergebnisse von adaptiv und nicht adaptiv durchgeführten Simulationsberechnungen vorgestellt. Dabei ist die kleinste mögliche, örtliche Auflösung gleich der gewählten Dicke eines Volumenelements (Diskretisierung). Diese punktuellen Berechnungsergebnisse wurden für die Darstellung mit Geraden verbunden. Sofern die Schädigungsprogression durch veränderte Transportbedingungen nicht linear verläuft, resultieren bei einigen Berechnungen Knicke im Graphen.

Darstellung der Prognoseberechnung

Gezeigt werden i.d.R. für jede Prognoseberechnung zwei Abbildungen. Die jeweils erste Abbildung zeigt den Zeitraum mit adaptiven Eingriffen. Die zweite Abbildung zeigt die berechnete Langzeitprognose.

Die graphische Darstellung in den Abbildungen wurde für die vergleichende Ergebnisdarstellung einheitlich nach folgendem Schema durchgeführt:

Dargestellt sind die berechneten Schädigungstiefen (y-Achse) in Abhängigkeit der Zeit (x-Achse). Für die berechneten Langzeitprognosen wird zu Vergleichszwecken immer einen Zeitraum von 75 Jahren dargestellt. Die gestrichelte Linie zeigt das berechnete Simulationsergebnis ohne adaptive Eingriffe. Die durchgezogene Linie zeigt das Berechnungsergebnis der adaptiven Simulationsberechnung.

Abweichend von den Konventionen innerhalb des Programmsystems TRANSREAC wird in dieser Arbeit das erste feste Volumenelement mit VE 1 bezeichnet. Die in die Abbildungen eingetragenen Punkte entsprechen den orts- und zeitbezogenen Vergleichsereignissen, erstellt auf der Grundlage der am Bauwerk durchgeführten Messungen. Die Synchronisationszeiträume der adaptiven Simulationsberechnungen werden in den Abbildungen mit einer horizontalen Linie markiert und den im Kap. 5.1 dargestellten Fällen zugeordnet.

Darstellungen der Phasenveränderungen:

In den Darstellungen der Phasenveränderungen und transportierten Stoffmengen werden die Konzentrationen der Spezies und die Transporte auf 1 m^3 Beton normiert. Dies entspricht der Arbeitsweise von TRANSREAC und ermöglicht einen Vergleich von Volumenelementen mit unterschiedlichen Abmessungen. Sofern relevante Veränderungen der Parameter Festigkeit, Porosität und/oder Dehnung berechnet werden, sind diese in einer eigenen Abbildung mit identischer Zeitskalierung dargestellt. Für die Darstellung werden die Daten der nicht adaptiven Berechnungen verwendet.

5.3.4.1. Berechnungsbeispiel Karbonatisierung bei freier Bewitterung der Bauteiloberfläche

Für die adaptive Simulationsberechnung der Karbonatisierung konnte an den Versuchsbauwerken aufgrund der geringen Karbonatisierungstiefe geeignete Vergleichsergebnisse gemessen werden. Um die Leistungsfähigkeit der adaptiven Simulationsberechnung aufzuzeigen, wurde daher auf Daten der Dissertation von *Bunte* [11] zurückgegriffen. Die vorhandenen Daten zur Karbonatisierungstiefe wurden durch aktuelle Messungen der Karbonatisierungstiefe an den noch verfügbaren Betonwänden³¹ ergänzt. Als Eingangsdatensatz wurde für diese Berechnung auf den Datensatz (Beton 3 Anhang Tab. A-3) zurückgegriffen, der bezüglich Zementgehalt und *w/b*-Wert dem bei *Bunte* [11] verwendeten Beton entspricht. Der Diffusionskoeffizient für CO_2 wurde anhand der Tabellenwerte von *Bunte* [11] auf $1,44 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{h}$ geschätzt. Für die Simulationsberechnung wurde das Bauteil in 2mm dicke Elemente ($1000 \cdot 1000 \cdot 2 \text{ mm}$) diskretisiert. An den Grenzflächen des Bauteils liegt Luft mit einem natürlichen CO_2 -Gehalt von 0,034 Vol.-% an. Die Wasseraufnahme durch Schlagregen wurde in dieser Simulationsberechnung berücksichtigt, da es sich um ein frei bewittertes Bauteil handelt.

Die gestrichelte Linie in der Abb. 5-3 zeigt die, auf der Grundlage der geschätzten Parameter, berechnete Karbonatisierungstiefe in Abhängigkeit des Bauwerksalters. Der Vergleich mit den in das Diagramm eingezeichneten, am Bauteil gemessenen Karbonatisierungstiefen zeigt, dass die berechneten Karbonatisierungstiefen den gemessenen Karbonatisierungstiefen vorausseilen.

Da die Karbonatisierung durch die CO_2 -Diffusion in das Bauteil verursacht wird, wurde der Gasdiffusionskoeffizient adaptiv beeinflusst. Die berechnete Karbonatisierungstiefe der adaptiven Simulationsberechnung verläuft bis zum ersten adaptiven Eingriff identisch mit der nicht adaptiven Simulationsberechnung.

Beim ersten Vergleichsereignis wurde der Gasdiffusionskoeffizient stark verkleinert, so dass im Synchronisationszeitraum keine weitere Karbonatisierung berechnet wurde. Die Synchronisationszeiträume sind in der Abb. 5-3 als horizontale Striche eingetragen. Mit dem Zeitpunkt der Synchronisation (I) wurde der adaptive Faktor berechnet, der sich in diesem Berechnungsbeispiel zu 0,31 [-] ergibt, woraus in der weiteren Simulationsberechnung eine Verringerung der berechneten CO_2 -Diffusion in das Bauteil resultiert. Die Abweichung des Kurvenverlaufes durch die zu langsame Berechnung der Schädigungstiefe des nachfolgenden Vergleichsereignisses ist in der Abb. 5-3 kaum zu erkennen. Da der berechnete Synchronisationszeitraum (II) an diesem Vergleichsereignis sehr klein

³¹ Die in der Simulationsberechnung verwendeten Betonwände wurden im Rahmen der Dissertation von *Bunte* [11] im September 1987 betoniert und sind seit Oktober 1987 ungeschützt im Freien aufgestellt. Die Wandoberflächen weisen nach Norden bzw. Süden. Die Karbonatisierungstiefe wurde in unregelmäßigen Abständen gemessen und protokolliert.

ist, wird auch der adaptive Faktor nur geringfügig, auf 0,36 [-] vergrößert. Die Schädigungstiefe am dritten Vergleichereignis wird zu langsam berechnet. Der nach der Synchronisation (III) berechnete adaptive Faktor beträgt jetzt 0,41 [-]. Anhand des vierten Vergleichereignisses ist gut zu erkennen, dass die adaptiv durchgeführte Simulationsberechnung, im Vergleich zur nicht adaptiv durchgeführten Simulationsberechnung eine deutlich verbesserte Prognose ermöglicht.

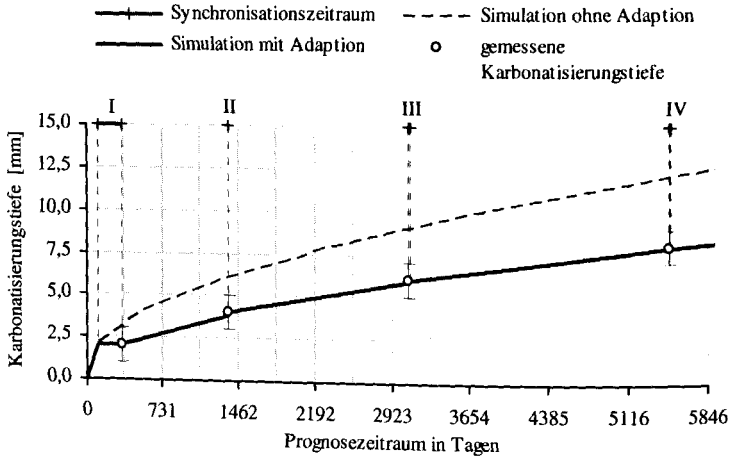


Abb. 5-3: Berechnung der Karbonatisierungstiefe der „Bunte-Wände“ [11].

Die Auswirkung des adaptiven Eingriffs auf einen Prognosezeitraum von 75 Jahren ist in Abb. 5-4 dargestellt.

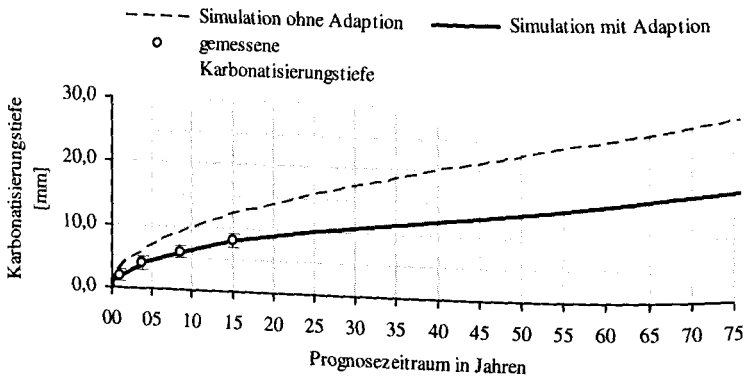


Abb. 5-4: Prognoseberechnung für die Karbonatisierungstiefe der „Bunte-Wände“ [11] über einen Zeitraum von 75 Jahren.

In der Abb. 5-4 ist gut zu erkennen, dass die Schädigungsprognose nach der adaptiven Korrektur einen deutlich geringeren Karbonatisierungsfortschritt ergibt.

In der Abb. 5-5 ist das Ergebnis der Simulationsberechnungen für das VB 1 über einen Zeitraum von 10 Jahren dargestellt. Wie auch im vorhergehenden Beispiel wurde das Bauteil in 2 mm dicke Elemente (1000·1000·2 mm) diskretisiert. Der in der Simulationsberechnung berücksichtigte Klimadatensatz beinhaltet die am VB 1 aufgezeichneten Klimadaten mit einem Datenumfang von 6 Jahren (7/1999-7/2005) und wurde zyklisch bis zum Ende des vorgegebenen Berechnungszeitraumes wiederholt. An den Grenzflächen des Bauteils liegt, wie bei der vorhergehenden Berechnung, Luft mit einem natürlichen CO_2 -Gehalt von 0,034 Vol.-% an. Auch in diesem Beispiel wurde die Wasseraufnahme durch Schlagregen in der Simulationsberechnung berücksichtigt. Für die adaptive Simulationsberechnung konnte entsprechend der Diskretisierung nur der erste Messwert als Vergleichsereignis verwendet werden.

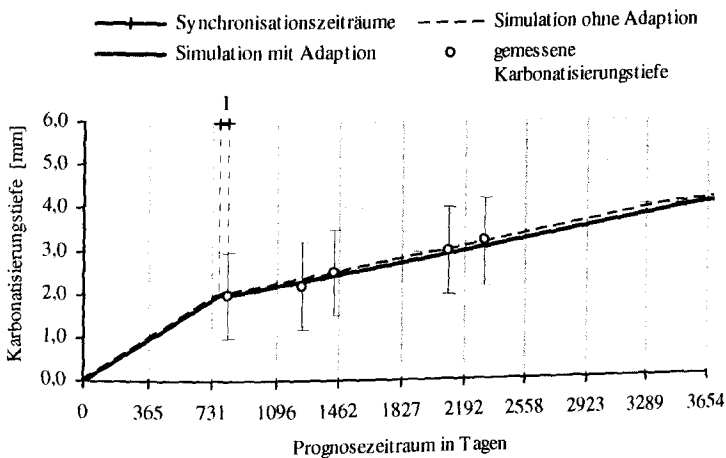


Abb. 5-5: Berechnete Karbonatisierungstiefe des frei bewitterten Bereiches am VB 1.

Wie auch im vorhergehenden Beispiel eilt die berechnete Karbonatisierungstiefe der gemessenen Karbonatisierungstiefe voraus. Am Vergleichsereignis werden die Stofftransporte dementsprechend bis zur Synchronisation stark verringert. Da schon die Simulation ohne Adaption die Karbonatisierungstiefe gut prognostiziert, bewirkt der adaptive Eingriff nur eine sehr kleine Korrektur. Der berechnete adaptive Faktor beträgt 0,95 [-].

Die Auswirkung des adaptiven Eingriffs auf einen Prognosezeitraum von 75 Jahren ist in der Abb. 5-6 gezeigt. Entsprechend dem nur geringfügig von „eins“ abweichenden Korrekturfaktor beträgt die Prognoseabweichung nach 75 Jahren nur ca. 0,2 mm. Die Dauerhaftigkeit der Versuchsbauwerke durch Depassivierung und Korrosion der Bewehrung ist in dem Prognosezeitraum nicht gefährdet, da die verbleibende nicht

karbonatisierte Betondeckung von ca. 35 mm einen ausreichenden Schutz gewährleistet. Risse wurden nicht berücksichtigt.

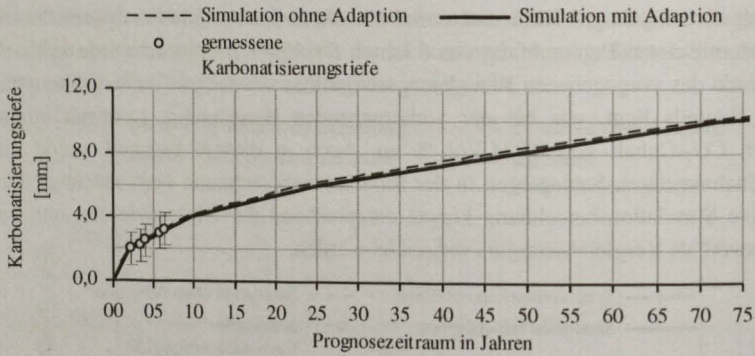


Abb. 5-6: Prognoseberechnung für die Karbonatisierungstiefe des frei bewitterten Bereiches des VB 1 über einen Zeitraum von 75 Jahren.

Ergänzend zu den Prognoseergebnissen, die in der Abb. 5-5 und Abb. 5-6 dargestellt sind, zeigt die Abb. 5-7 die mit dem Transport-Reaktions-Modell TRANSREAC berechnete Veränderung der Phasenzusammensetzung infolge der CO_2 -Diffusion in das erste Element des Bauteils.

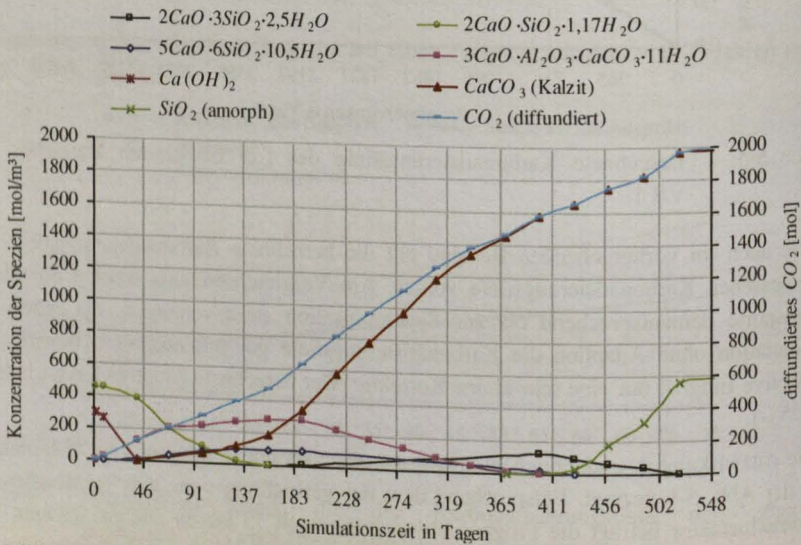


Abb. 5-7: Entwicklung der Phasenveränderung infolge der Diffusion von CO_2 in das 1. Volumenelement.

In der Abb. 5-7 ist die zeitliche Entwicklung (x-Achse) der Konzentrationen der Spezies [mol/m³ Beton] (rechte y-Achse) in Abhängigkeit der eindiffundierten CO₂-Menge, (linke y-Achse [mol]) zu sehen. Wegen der Lesbarkeit wurden in der Abb. 5-7 nur wenige der in der Berechnung verwendeten Spezies dargestellt (siehe Tab. A-9 im Anhang). Aus Gründen der Vereinfachung wurde bei dieser Berechnung näherungsweise davon ausgegangen, dass der Beton zum Zeitpunkt $t = 0$ kein CO₂ enthält.

Gut zu erkennen sind die anfängliche Bildung des Zwischenproduktes Monokarbonat ($3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot CaCO_3 \cdot 11H_2O$) und die etwas später einsetzende Bildung des Kalzits ($CaCO_3$) bei gleichzeitigem Abbau des Portlandits ($Ca(OH)_2$). Sobald der Portlandit aufgebraucht ist, beginnt der Abbau der C-S-H-Phasen. Der kritische Abfall des pH-Wertes (< 9) erfolgt, wenn auch die C-S-H-Phasen abgebaut werden und SiO₂ entsteht. Nach einer pH-Wert-Abschätzung gem. dem Vorgehen bei *Herold* [32] und *Rigo* [66] wird der pH-Wert von 9 unterschritten, wenn die Bildung von SiO₂ (amorph) verstärkt beginnt. Die Bildung von SiO₂ wird daher bei den adaptiven Vergleichen für die Definition der Karbonatisierung des VE verwendet. In der Abb. 5-7 ist das nach ca. 440 Tagen der Fall. Die wichtigsten resultierenden stabilen Phasen bei vollständiger Karbonatisierung sind amorphes SiO₂ und CaCO₃ (Kalzit). Der zeitliche Verlauf bis zur vollständigen Karbonatisierung ist abhängig von der Menge des in das diskrete Element transportierten CO₂. Sie ist als Summe mit Bezug auf die rechte y-Achse im Diagramm dargestellt. Dass bei einer Karbonatisierung zuerst das Portlandit abgebaut wird und erst danach die C-S-H-Phasen unter Bildung von Kieselsäuregel abgebaut werden, stimmt mit experimentellen Beobachtungen überein (siehe *Bier* [6], *Steffens* [75], *Taylor* [76]).

Diskussion der vorstehenden Berechnung:

Die dargestellten Berechnungsergebnisse zeigen, dass die adaptive Anpassung des CO₂-Gasdiffusionskoeffizienten sehr gut geeignet ist, Abweichungen zwischen einer Prognoseberechnung und dem am Bauwerk beobachteten Schädigungsprozess zu verkleinern und die Qualität einer Prognoseaussage für ein Bauwerk erheblich zu verbessern. Sowohl die adaptive Berechnung, als auch die nicht adaptiv durchgeführte Berechnung ergeben einen zeitbezogenen Karbonatisierungsfortschritt, der im Rahmen der Erwartungswerte vorhandener Karbonatisierungsmodelle (z.B. in *Bunte* [11], *Gehlen* [22]) liegt und an Betonbauwerken beobachtet wird. Die berechneten adaptiven Faktoren beeinflussen den Diffusionskoeffizienten in einer Größenordnung, die innerhalb der Standardabweichung für den Gasdiffusionskoeffizienten der verwendeten Betonrezeptur liegt (siehe *Bunte* [11] und *Rigo* [66]).

Interpretation des Prognoseergebnisses:

Da im zweiten Berechnungsbeispiel nur ein geeignetes Vergleichsereignis zur Verfügung stand, ist eine Überprüfung des adaptiven Eingriffes anhand eines zweiten Vergleichsereignisses nicht möglich. Ein fehlerhaftes „erstes“ Vergleichsereignis würde in diesem Fall zu einer fehlerbehafteten Prognose führen. Die in der Simulationsberech-

nung für das VB 1 berechnete adaptive Prognose der Karbonatisierungstiefe nach 75 Jahren beträgt 1,1 cm. In Anlehnung an die Arbeit von *Gehlen* [22] ist der Grenzzustand eines Stahlbetonbauwerks erreicht, wenn die Karbonatisierungstiefe der Betondeckung c_{nom} entspricht. Die Betondeckung beträgt am VB 1 $c_{nom} = 4,5$ cm. Daraus folgt, dass die Dauerhaftigkeit des VB 1 nicht gefährdet ist.

5.3.4.2. Berechnungsbeispiel lösender Angriff auf Beton durch kalklösende Kohlensäure im Grundwasser

Wie im Kap. 3.1 beschrieben, wurden mehrere Versuchskörper in Grundwasser mit kalklösender Kohlensäure eingelagert. Eine Serie der Versuchskörper (siehe Tab. A-3) wurde nach einer zweijährigen Einlagerungsdauer geborgen und die Karbonatisierungstiefe bestimmt. Wie im Kap. 2.1.2 bereits dargestellt, läuft dem lösenden Angriff durch kalklösende Kohlensäure eine Karbonatisierungsfront voraus. Damit ist die Karbonatisierungsfront ein geeigneter Indikator für den Schädigungsfortschritt. Die gemessene Karbonatisierungstiefe wurde für die adaptive Simulationsberechnung der Betonkorrosion durch kalklösende Kohlensäure als Vergleichsereignis verwendet. An den Grenzflächen des Versuchskörpers liegt entsprechend der Analysen im Baugrundgutachten Grundwasser mit 164 mg kalklösender Kohlensäure pro Liter an. Für die Simulationsberechnung wurde der Versuchskörper in 2 mm dicke Elemente diskretisiert (1000·1000·2 mm). Die am Einlagerungsort der Versuchskörper alle 30 min gemessenen Grundwassertemperaturen wurden in der Berechnung als Tagesmittelwerte berücksichtigt. Bei der Simulationsberechnung wurde davon ausgegangen, dass keine vor dem Angriff schützende Korrosionsschicht auf der Betonmatrix verbleibt. Das Kriterium für die adaptiven Eingriffe ist die gemessene Karbonatisierungstiefe. Die Definition für die Karbonatisierung der VE erfolgte analog zu dem vorhergehenden Berechnungsbeispiel durch die Bildung von SiO_2 infolge des Abbaus der C-S-H-Phasen.

Die Abb. 5-8 zeigt das Berechnungsergebnis für 8 Jahre. Die Linien in der Abb. 5-8 zeigen in diesem Fall die Karbonatisierungstiefe in Abhängigkeit der Einlagerungsdauer. Der Vergleich mit der am Bauteil gemessenen Karbonatisierungstiefe zeigt, dass die gemessene Karbonatisierungstiefe der berechneten Karbonatisierungstiefe vorausliegt. Ohne adaptiven Eingriff würde die Dauerhaftigkeit des Versuchskörpers deutlich überschätzt werden. Für die adaptive Simulationsberechnung wurde die gemessene Karbonatisierungstiefe als Vergleichsereignis in den adaptiven Eingangsdatensatz übernommen. Da die Karbonatisierung in diesem Fall durch CO_2 Diffusion in der Flüssigkeit verursacht wird, wurde für die adaptive Beeinflussung der Diffusionskoeffizient des gelösten CO_2 im adaptiven Eingangsdatensatz festgelegt.

Die berechnete Karbonatisierungstiefe der adaptiven Simulationsberechnung verläuft bis zum adaptiven Eingriff identisch mit der nicht adaptiven Simulationsberechnung. Bei dem Vergleichsereignis wurde für die Synchronisation der adaptive Faktor erheblich vergrößert, so dass im Synchronisationszeitraum eine stark beschleunigte Karbonatisie-

ung berechnet wurde. Mit dem Zeitpunkt der Synchronisation (I) wurde der adaptive Faktor berechnet, der sich in diesem Berechnungsbeispiel zu 2,56 [-] ergibt, woraus in der weiteren Simulationsberechnung eine verstärkte CO_2 -Diffusion mit der Folge einer schnelleren Bauwerksschädigung resultiert. Da in diesem Berechnungsbeispiel nur die Diffusion der gelösten Teilchen beeinflusst wurde, kann der versuchskörperspezifische Diffusionskoeffizient für gelöstes CO_2 durch die Multiplikation des in der Berechnung verwendeten Diffusionskoeffizienten mit dem adaptiven Faktor berechnet werden.

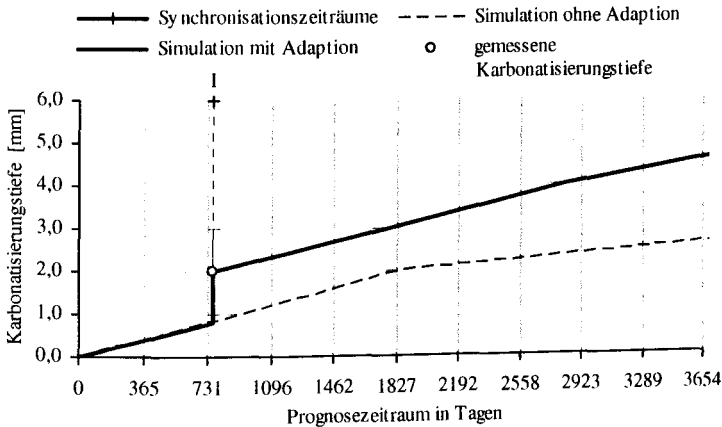


Abb. 5-8: Berechnete Karbonatisierungstiefe infolge des in das Bauteil eindiffundierenden CO_2 bei einem Angriff durch kalklösende Kohlensäure (164 g/l).

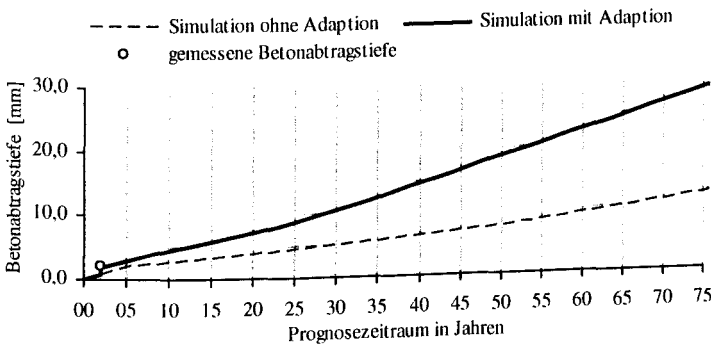


Abb. 5-9: Prognoseberechnung für die Betonabtragstiefe infolge lösenden Angriffs durch Beaufschlagung mit kalklösende Kohlensäure (164 g/l) über einen Zeitraum von 75 Jahren.

In der Abb. 5-9 sind die Ergebnisse der adaptiven und der nicht adaptiven Prognose über einen Zeitraum von 75 Jahren dargestellt. Die Abbildung greift auf die Ergebnisse der in

der Abb. 5-8 gezeigten Simulationsberechnung zurück. Die Eingangsdaten der Simulationsberechnung sind unverändert. Die in das Diagramm eingetragenen Linien zeigen jedoch die Betonabtragtiefe infolge der Bildung und Herauslösen wasserlöslichen Kalziumhydrogenkarbonats. Wie in der Abb. 5-9 dargestellt, beträgt die adaptiv berechnete Abtragtiefe nach 75 Jahren 28 mm.

Ergänzend zu den Ergebnissen, die in der Abb. 5-8 und Abb. 5-9 dargestellt wurden, zeigt die Abb. 5-10 die mit dem Transport-Reaktions-Modell TRANSREAC berechnete Veränderung der Phasenzusammensetzung infolge der CO_2 -Diffusion in das zweite diskrete Volumenelement des Bauteils.

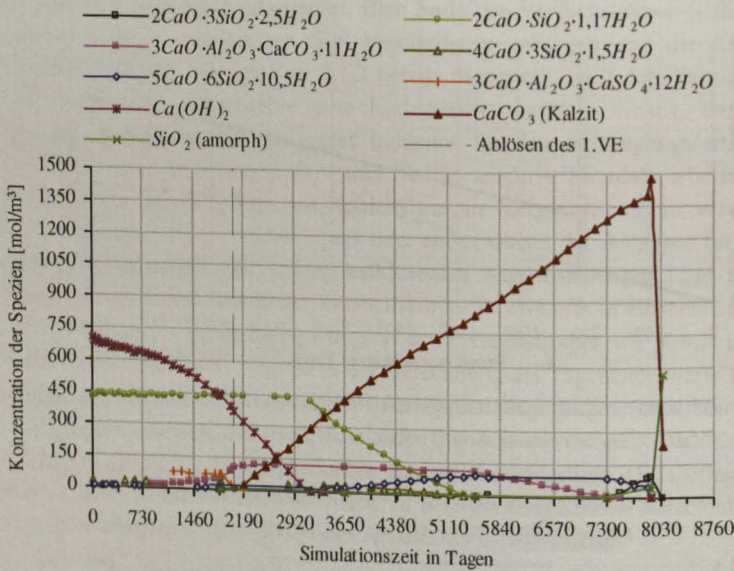


Abb. 5-10: Entwicklung der Phasenveränderungen infolge der in das Volumenelement VE 2 transportierten Kohlensäurespezies (Beaufschlagungslösung: Wasser mit kalklösender Kohlensäure).

In der Abb. 5-10 ist die zeitliche Entwicklung (x-Achse) der Konzentrationen [mol/m^3 Beton] der Spezies (y-Achse) zu sehen. Wegen der Lesbarkeit wurden in der Abb. 5-10 nur wichtige, der in der Berechnung verwendeten Spezies dargestellt (siehe Anhang Tab. A-9). Bevor die Kohlensäure in das zweite Volumenelement diffundiert, entsteht durch das Konzentrationsgefälle zwischen dem 1. und 2. VE eine Diffusion des in der Porenlösung dissoziierten Portlandits. Der daraus resultierende Abbau des Portlandits ($Ca(OH)_2$) ist in der Abb. 5-10 gut zu erkennen.

Der verstärkte Transport des gelösten Kohlendioxids in das VE beginnt, sobald im 1. VE die C-S-H-Phase abgebaut ist und das VE abgelöst wird. In diesem Beispiel erfolgt die Ablösung ca. 2000 Tage nach Beginn des Angriffs durch kalklösende Kohlensäure. Der Zeitpunkt der Ablösung des 1. VE (gestrichelte senkrechte Linie) und die Summe der Transporte der Spezies H_2CO_3 und HCO_3^- in das 2. VE sind in der Abb. 5-11 Transporte gezeigt. Transporte in das VE wurden in das Diagramm mit positiven Zahlen eingetragen, Transporte aus dem VE heraus sind negativ.

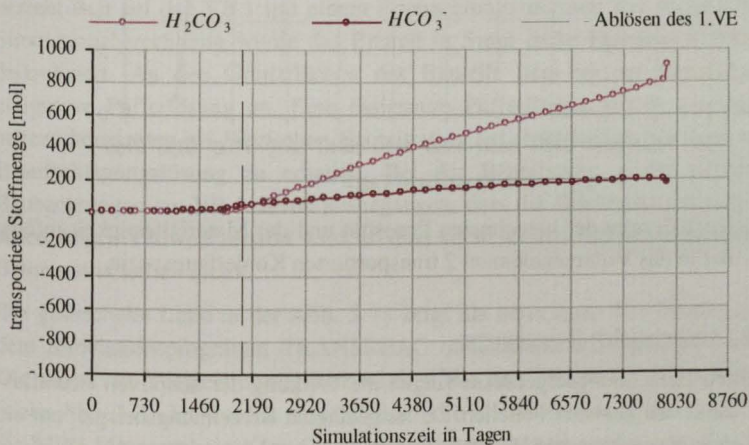


Abb. 5-11: Transportierte Stoffmengen der Spezies H_2CO_3 und HCO_3^- in das Volumenelement VE 2.

In Abhängigkeit der eintretenden Kohlendioxidspezies bildet sich das Zwischenprodukt Monokarbonat ($3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot CaCO_3 \cdot 11H_2O$), was eine Verringerung des berechneten Porenvolumens verursacht. Die Bildung des Kalzits ($CaCO_3$) bei gleichzeitigem Abbau des Portlandits ($Ca(OH)_2$) setzt ein, sobald das Monokarbonat in der Berechnung sein Maximum erreicht hat. Der Abbau der C-S-H-Phase beginnt, wenn der Portlandit aufgebraucht ist. Der Abbau des Kalzits erfolgt bei vorhandenem Kohlendioxidüberschuss in dem VE durch die Bildung von Hydrogenkarbonat. Die C-S-H-Phase ist zu diesem Zeitpunkt fast vollständig abgebaut.

Bedingt durch den Abbau des Kalzits und der C-S-H-Phase nimmt, wie in der Abb. 5-12 gezeigt, die Porosität des VE stark zu. Gleichzeitig nimmt die berechnete Festigkeit des Volumenelements stark ab. Sobald die berechnete Festigkeit $3N/mm^2$ unterschreitet, wird die Definitionsschwelle für das Ablösen des VE unterschritten und das VE in der Berechnung nicht mehr berücksichtigt (siehe Abb. 5-2). Dies ist in diesem Beispiel nach 8053 Tagen der Fall.

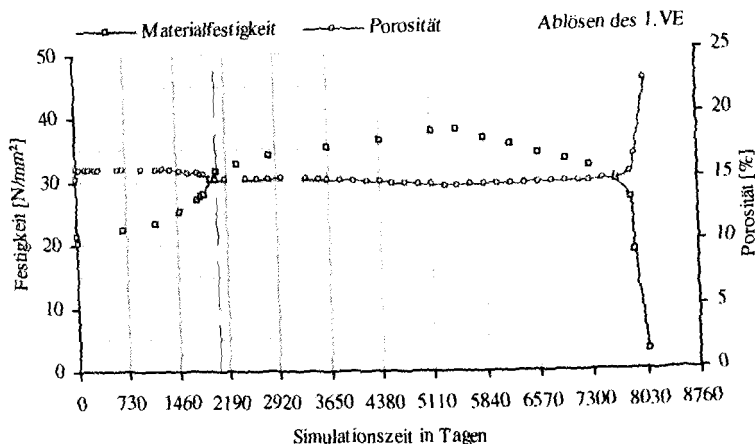


Abb. 5-12: Veränderung der berechneten Porosität und der Materialfestigkeit infolge der in das Volumenelement 2 transportierten Kohlesäurespezie.

Diskussion der vorstehenden Berechnung:

Die dargestellten Berechnungsergebnisse zeigen die Wirkung der adaptiven Beeinflussung der Diffusion von gelösten Teilchen. Da im gezeigten Berechnungsbeispiel nur ein geeignetes Vergleichsereignis zur Verfügung stand, ist eine Überprüfung des adaptiven Eingriffes anhand eines zweiten Vergleichsereignisses nicht möglich.

Die berechneten Prognoseergebnisse zum Oberflächenabtrag liegen aber innerhalb der Erwartungswerte der Untersuchungen von *Locher/Sprung/Rechenberg* [43]. Sie erwarten für einen Beton mit 375 kg Zement pro m^3 und einem w/b -Wert von 0,7 nach 30 Jahren eine Abtragstiefe von 4,5 bis 9,5 mm, wenn im Wasser ca. 120 mg CO_2/l gelöst sind. Gemäß adaptiver Berechnung wurde nach 30 Jahren eine Abtragstiefe von 10 mm berechnet, wobei zu berücksichtigen ist, dass in den Eingangsdaten der Simulationsberechnung 164 mg CO_2/lH_2O und ein Zementgehalt von 280 kg/ m^3 verwendet wurde.

Eine einheitliche Definition für den Grenzzustand hinsichtlich der Dauerhaftigkeit eines im Grundwasser stehenden Stahlbetonbauwerks ist der Literatur nicht zu entnehmen. In dieser Arbeit wird daher davon ausgegangen, dass der Grenzzustand erreicht ist, wenn die Karbonatisierungstiefe der Betondeckung des Stahlbetonbauteils entspricht. Für einen starken chemischen Angriff der Expositionsklasse XA3 gibt die *DIN 1045* [50] keine Mindestbetondeckung vor, sondern überlässt dies dem Planer. Sie wird in diesem Beispiel analog der Expositionsklasse XS3 mit $c_{min} = 4$ cm angenommen.

Die adaptiv berechnete Karbonatisierungstiefe beträgt nach 75 Jahren 2,9 cm. Die verbleibende, nicht karbonatisierte Betondeckung von 1,1 cm genügt, um die Passivierung des Bewehrungsstahls aufrecht zu erhalten. Die Dauerhaftigkeit des Bauwerks ist gem. dieser Beispielrechnung nicht gefährdet.

5.3.4.3. Berechnungsbeispiel lösender Angriff auf Beton durch essigsaurer Pufferlösung

Für die adaptive Simulationsberechnung der Betonkorrosion durch die essigsaurer Pufferlösung konnten an den Versuchsbauwerken mit der Multiringelektrode (MRE) und durch manuelle Messung der Betonabtragtiefe geeignete Daten in ausreichender Anzahl gemessen werden (siehe Kap. 3.3.3.2).

Die durchgeführte und im Folgenden beispielhaft erläuterte Simulationsberechnung bezieht sich auf das VB 1 mit einem Beobachtungszeitraum von sechs Jahren. Für die Simulationsberechnung wurde das Bauteil in 5 mm dicke Elemente (1000-1000-5 mm) diskretisiert. An den Grenzflächen des Bauteils liegt an der Beaufschlagungsseite essigsaurer Pufferlösung an. Eine essigsaurer Pufferlösung wurde gewählt, um einen nahezu konstanten pH-Wert ohne Nachtitration bei praktikablen Wechselintervallen der Beaufschlagungslösung zu erhalten. Bei der Berechnung wurde entsprechend den Beobachtungen am VB 1 davon ausgegangen, dass die Betonmatrix infolge des chemischen Angriffs soweit zerstört wird, so dass keine schützende Korrosionsschicht auf der Betonmatrix haften bleibt.

Die gestrichelte Linie in der Abb. 5-13 zeigt die berechnete Betonabtragtiefe, die mit dem Simulationsprogramm TRANSREAC ohne adaptive Eingriffe berechnet wurde. Die adaptiven Vergleichsereignisse wurden aus den Messdaten der MRE entnommen (siehe Abb. 3-3). Es wurden ausschließlich die MRE-Messergebnisse berücksichtigt, da die MRE-Messergebnisse im Gegensatz zu den manuell gemessenen Korrosionstiefen bei den adaptiven Eingangsdaten eine stärkere Schadensprogression verursachen. In dem Diagramm ist deutlich zu erkennen, dass die nicht adaptiv berechnete Schädigungstiefe deutlich kleiner ist, als die mit der MRE gemessene Schädigungstiefe. Ohne adaptive Eingriffe würde die Prognoseberechnung zu einer Überschätzung der Dauerhaftigkeit führen. Der adaptiv berechnete Beeinflussungsfaktor wirkt sich in diesem Berechnungsbeispiel auf den Kapillartransport und auf die Diffusion der gelösten Teilchen aus, da beide Transportarten zu dem Stofftransport der essigsaurer Pufferlösung beitragen. Die Zeitpunkte, der Ablauf der Synchronisation, und die Wirkung der adaptiven Beeinflussung sind in Abb. 5-13 deutlich zu erkennen.

Beim ersten bis vierten, beim sechsten und achten adaptiven Vergleichsereignis wird die Synchronisation durch eine starke Vergrößerung der Stofftransporte erreicht (Fall 1). Der nach der Synchronisation berechnete adaptive Faktor bewirkt in diesen Fällen verstärkte Stofftransporte. Beim Vergleichszeitpunkt fünf und sieben werden die Stofftransporte bis zur Synchronisation stark gebremst (Fall 2). Der nach der Synchronisation berechnete adaptive Faktor vermindert in diesen Fällen die Stofftransporte. Die in diesem Berechnungsbeispiel mit dem adaptiven Modul berechneten Beeinflussungsfaktoren liegen zwischen 1,34 [-] und 2,49 [-].

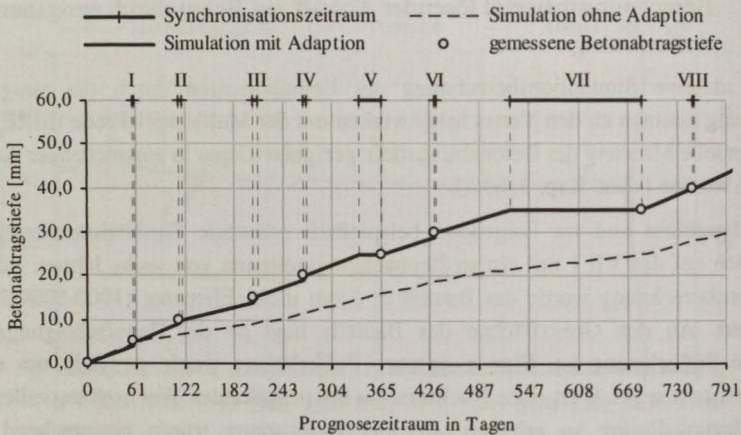


Abb. 5-13: Simulationsberechnung der Betonkorrosion infolge der Beaufschlagung mit essigsaurer Pufferlösung.

Die in der Abb. 5-14 gezeigte Prognoseberechnung wird mit dem sukzessiv verbesserten adaptiven Faktor weitergerechnet, der nach der achten adaptiven Korrektur mit 2,21 [-] berechnet wurde.

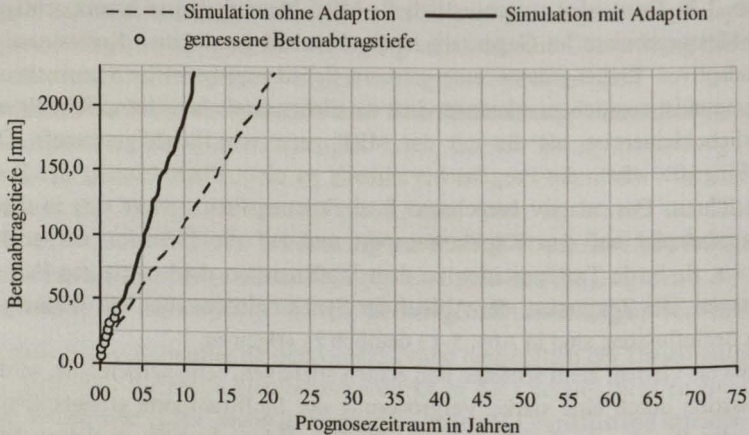


Abb. 5-14: Prognose der Betonabtragstiefe infolge der Beaufschlagung mit essigsaurer Pufferlösung.

Bei der in der Abb. 5-14 gezeigten Prognoseberechnung wurde nicht der Bauteilgrenzzustand berücksichtigt, sondern die Zeit berechnet, bis der Beton des VB 1, mit einer Dicke von 230 mm, durch die Säurekorrosion vollständig zerstört ist. Die Auswirkung der adaptiven Beeinflussung ist in dem Diagramm gut zu sehen. Um den schnellen

Schädigungsfortschritt hervorzuheben, wurde auf die Anpassung der x-Achse verzichtet. Der nahezu lineare Verlauf resultiert aus der Ablösung der korrodierten Randschicht.

Ergänzend zu den Prognoseergebnissen, die in der Abb. 5-13 und Abb. 5-14 dargestellt wurden, zeigt die Abb. 5-15 die mit dem Transport-Reaktions-Modell TRANSREAC berechnete Veränderung der Phasenzusammensetzung infolge der in ein Volumenelement eindringenden essigsaurer Pufferlösung über die Zeit (x-Achse). Auf der linken y-Achse ist die Konzentration der Spezies in mol/m³ Beton aufgetragen. Im Vergleich dazu ist in der Abb. 5-16 die Summe der in das Volumenelement transportierten sauren Pufferlösung (CH₃COOH) aufgetragen.

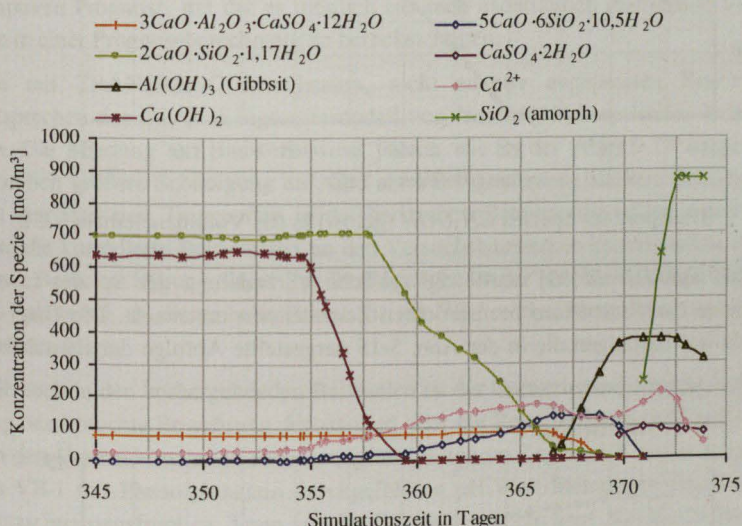


Abb. 5-15: Entwicklung der Phasenveränderung infolge der in das Volumenelement VE 2 transportierten essigsaurer Pufferlösung.

Zur Verbesserung der Lesbarkeit wurden in der Abb. 5-15 nur wenige der in der Berechnung verwendeten Spezies dargestellt (siehe Anhang Tab. A-9). Um die Entwicklung der Spezies in der Darstellung besser zeigen zu können, beginnt die Zeitachse kurz bevor durch die vergrößerte Porosität verstärkte Stofftransporte entstehen. Der Abbau des Portlandzements und der C-S-H Phase in Abhängigkeit der in das Volumenelement transportierten essigsaurer Pufferlösung ist deutlich zu sehen. Wichtige Abbauprodukte sind SiO₂ (amorph) und Gips.

Die zeitgleiche Veränderung der Porosität und der Festigkeit während des Korrosionsprozesses ist in dem Diagramm Abb. 5-17 gezeigt. Bedingt durch den Abbau der C-S-H-Phasen nimmt die Porosität des Volumenelementes stark zu. Gleichzeitig nimmt die berechnete Festigkeit des Volumenelementes stark ab. Sobald die C-S-H-Phasen weitgehend abgebaut sind, wird die Definitionsschwelle für das Ablösen des Volumen-

elementes unterschritten, in deren Folge das aktuelle Volumenelement aus der Berechnung entfernt wird. Dies ist in diesem Beispiel nach 371 Tagen der Fall.

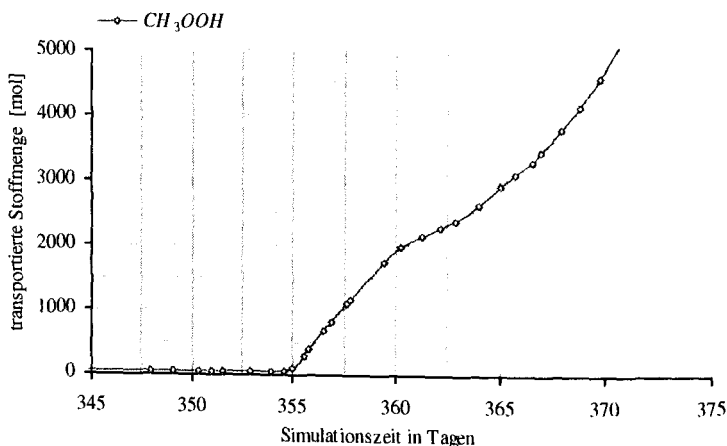


Abb. 5-16: Transport der Spezies CH_3OOH (gelöst) in das Volumenelement VE 2.

In der Arbeit von Herold [32] wurde die zeitliche Veränderung der Spezies in der Korrosionszone eines mit Säure beanspruchten Zementsteins untersucht. Die Untersuchungsergebnisse bestätigen die in der Abb. 5-15 dargestellte Abfolge der chemischen Reaktionen.

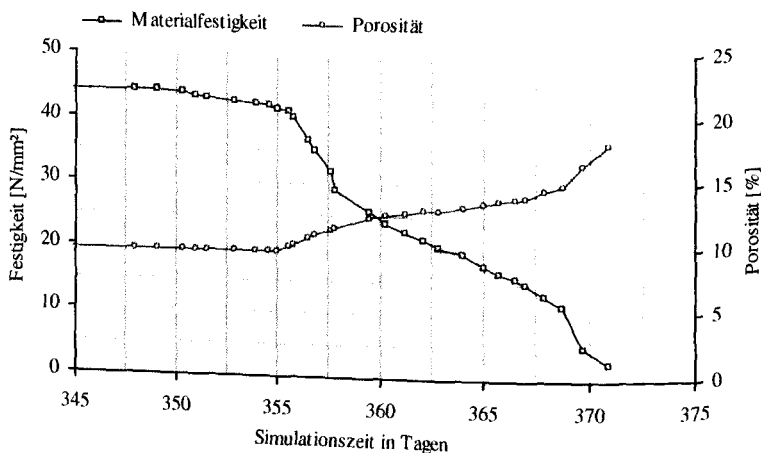


Abb. 5-17: Veränderung der Materialparameter infolge der Beaufschlagung mit essigsaurer Pufferlösung im Volumenelement VE 2.

Diskussion der vorstehenden Berechnung:

Das dargestellte Berechnungsbeispiel zeigt, dass die adaptive Anpassung der Berechnung die Prognose des nächsten mit einem Sensor gemessenen Schädigungssignals deutlich verbessert. Aus Abb. 5-12 ist auch ersichtlich, dass eine Veränderung der am Bauwerk gemessenen Korrosionsgeschwindigkeit (Vergleichsereignis 6-7) zwangsläufig zu einer Abweichung zwischen Prognose und Bauwerksmessung führt, die erst nach einem erneuten adaptiven Eingriff korrigiert werden kann (Vergleichsereignis 7-8). Das Berechnungsbeispiel zeigt gleichermaßen die Notwendigkeit eine adaptive Prognoseberechnung anhand neuer Vergleichsereignisse zu korrigieren, als auch den Vorteil einer adaptiven Prognose, mit der es möglich ist, auch nachträglich eintretende Veränderungen in einer Prognoseberechnung zu berücksichtigen.

Die mit TRANSREAC berechneten, nicht adaptiv angepassten Korrosionstiefen entsprechen den mit dem Ingenieurmodell von *Herold* [32] berechneten Korrosionstiefen. Die Messung am Bauwerk weist jedoch wie in der Abb. 5-12 dargestellt, eine erheblich größere Schädigung auf. Die am VB 1 gemessene stärkere Schädigung kann mit den stärkeren Transporten in der gerissenen Betonmatrix erklärt werden. Zudem wird die korrodierte Betonmatrix an den Versuchsbauwerken kontinuierlich abgetragen. Unter Berücksichtigung dieser Randbedingungen ist der berechnete adaptive Faktor von 2 [-] plausibel, da dieser hohe Faktor die am VB 1 vorhandenen Risse verschmiert mit berücksichtigt.

Wie auch in den vorhergehenden Beispielen ist der Grenzzustand erreicht, wenn die auf Zug beanspruchte Bewehrung depassiviert oder die Betondeckung nicht mehr ausreicht, um den Verbund zwischen Bewehrung und Beton im Zugbereich sicher zu stellen. Die am VB 1 mit Phenolphthalein durchgeführten pH-Wert-Messungen ergaben, dass die Depassivierungsfront ca. 5 mm vor der Betonabtragstiefe liegt. Bei einem Bewehrungsstabdurchmesser bis 12 mm beträgt die Mindestbetondeckung zur Sicherung des Verbundes gem. *DIN 1045* [50] 1 cm. Sie kann damit als Grenzkriterium angesehen werden. Unterschreitet die intakte Betondeckung bei einem lösenden Angriff die Mindestbetondeckung (ohne Berücksichtigung der Expositionsklassen) wird hier davon ausgegangen, dass die Dauerhaftigkeit nicht mehr gewährleistet ist.

In dem adaptiv berechneten Beispiel mit einer Betondeckung von $c_{nom} = 4,5$ cm beträgt die Betonabtragstiefe 686 Tage nach Beginn der Beaufschlagung 3,5 cm. Die Dauerhaftigkeit ist ab diesem Zeitpunkt nicht mehr gewährleistet, da die Mindestbetondeckung von 1 cm unterschritten wird.

5.3.4.4. Berechnungsbeispiel treibender Angriff durch Eindringen von Natriumsulfatlösung in den Beton

Für die adaptive Simulationsberechnung der Betonkorrosion durch Natriumsulfatlösung konnte nur am VB 2 die Neubildung der treibenden Spezies Ettringit nachgewiesen werden (siehe Kap. 2.1.3).

Die durchgeführte und im Folgenden beispielhaft erläuterte Simulationsberechnung bezieht sich auf das VB 2 mit einem Beobachtungszeitraum von fünf Jahren. An den Grenzflächen des Bauteils liegt an der Beaufschlagungsseite Natriumsulfatlösung (siehe Tab. A-1 bis Tab. A-8 im Anhang) an. Die Temperatur der Lösung wird durch die Temperaturdaten des Klimadatensatzes gesteuert. Bei der Berechnung wurde davon ausgegangen, dass die Betonmatrix infolge des treibenden, chemischen Angriffs soweit zerstört wird, dass am Versuchsbauwerk keine Korrosionsschicht auf der Betonmatrix haften bleibt (worst case scenario).

Das in Abb. 5-18 eingetragene adaptive Vergleichereignis wurde den Ergebnissen der XRD-Analyse entnommen. Es kennzeichnet den Zeitpunkt, an dem sich der Ettringitgehalt im Beton gegenüber dem Ausgangsgehalt verdoppelt hat.

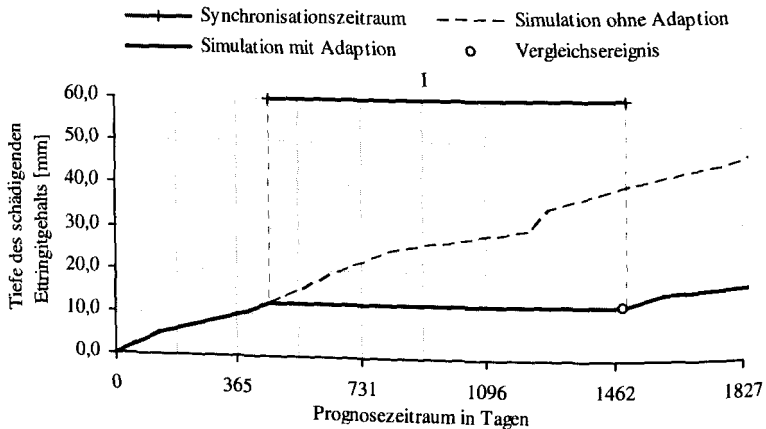


Abb. 5-18: Simulationsberechnung für die Verdopplung des Ettringitgehalts bezogen auf den Ausgangsettringitgehalt durch die Beaufschlagung mit Natriumsulfatlösung. Das Vergleichereignis für den adaptiven Eingriff ist die gemessene Verdopplung des Ettringitgehalts.

Das Kriterium für den adaptiven Eingriff ist dementsprechend der Ettringitgehalt im Volumenelement mit einer Tiefenlage von 1,5cm. In der Abbildung ist deutlich zu erkennen, dass die nicht adaptiv berechnete Schädigungstiefe (worst case) deutlich größer ist, als die anhand der XRD-Analyse zu erwartende Schädigung. Ohne adaptive Eingriffe würde die Prognoseberechnung zu einer Unterschätzung der Dauerhaftigkeit

führen. Auch in diesem Beispiel wirkt sich der adaptiv berechnete Beeinflussungsfaktor auf den Kapillartransport und auf die Diffusion gelöster Teilchen aus.

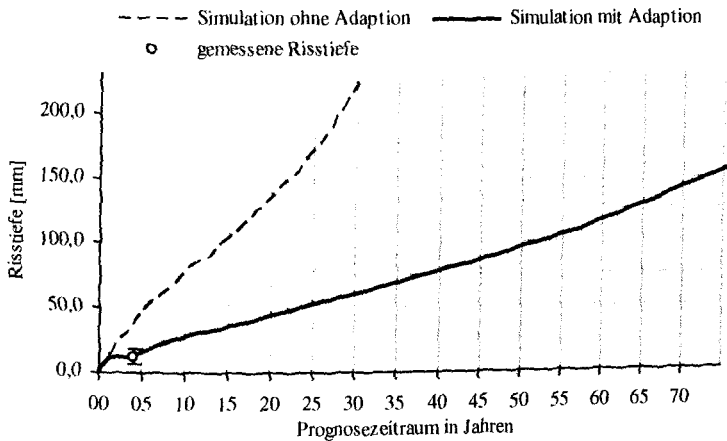


Abb. 5-19: Prognose für die Überschreitung der durch Beaufschlagung mit Natriumsulfatlösung hervorgerufenen Dehnung infolge der Bildung von Ettringit (worst case scenario).

Beim adaptiven Vergleichereignis wird die Synchronisation durch eine starke Verringerung der Stofftransporte erreicht (Fall 2). Der nach der Synchronisation berechnete adaptive Faktor beträgt 0,3 [-]. Die in der Abb. 5-19 gezeigte Prognoseberechnung, wurde mit diesem adaptiven Faktor berechnet.

Ergänzend zu den Simulationsergebnissen, die in der Abb. 5-18 und Abb. 5-19 dargestellt wurden, zeigt die Abb. 5-20 die mit dem Transport-Reaktions-Modell TRANSREAC berechnete Veränderung der Phasenzusammensetzung infolge der in ein Volumenelement eindringenden Natriumsulfatlösung über die Zeit (x-Achse).

Die Konzentrationen der Spezies in mol/m^3 Beton sind in der Abb. 5-20 auf der y-Achse ablesbar. Für die Darstellung der chemischen Zusammenhänge (Abb. 5-20 bis Abb. 5-22) wurde die Simulationsberechnung bis zum Beginn der Gipsbildung durchgeführt³².

³² Bei den mit dem „worst case scenario“ durchgeführten Prognoseberechnungen wurde das VE mit einsetzender Rissbildung (Dehnung $> 0.135\%$) abgelöst (siehe Abb. 5-2). Die Gipsbildung tritt jedoch erst ein, wenn die Ettringitbildung abgeschlossen ist (Dehnung $> 16\%$) und der Sulfationengehalt in der Porenlösung ansteigt.

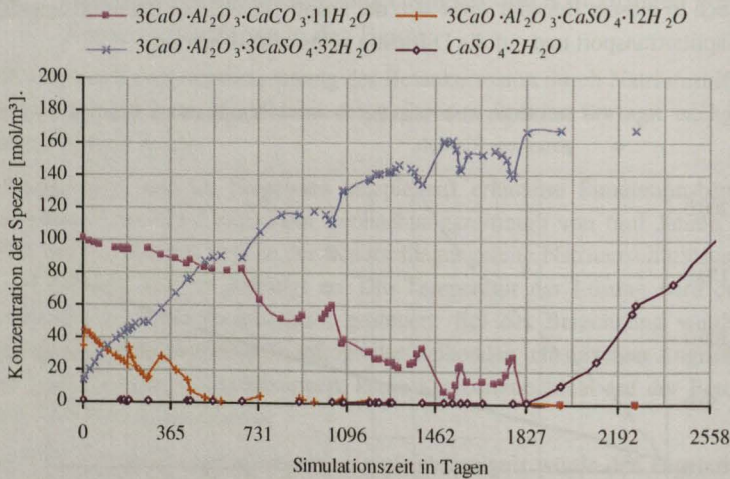


Abb. 5-20: Entwicklung der Phasenveränderung im ersten Volumenelement (VE 1) infolge der Beaufschlagung mit Natriumsulfatlösung.

In der Abb. 5-21 ist die Summe der in das Volumenelement transportierten Sulfationen dargestellt. Die in den Simulationsberechnungen berücksichtigten Beaufschlagungspausen sind in der Abb. 5-21 deutlich als Plateaus zu erkennen. Zur Verbesserung der Lesbarkeit wurden in der Abb. 5-20 nur wenige der in der Berechnung verwendeten Spezies dargestellt (siehe Tab. A-9 im Anhang).

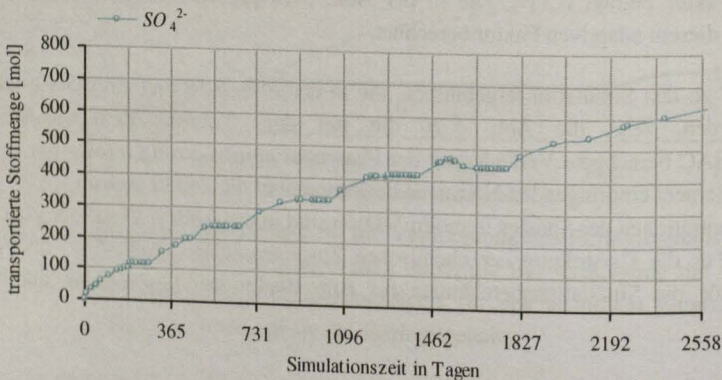


Abb. 5-21: In das Volumenelement VE 1 transportierte Stoffmenge Sulfationen SO_4^{2-} .

Der Abbau des Monokarbonats und des Monosulfats in Abhängigkeit der in das Volumenelement transportierten Sulfate bei gleichzeitigem Aufbau des Treibminerals Ettringit ist deutlich zu sehen. Der maximale Ettringitgehalt ist erreicht, wenn alle *AFm*- und *AFt*-Phasen abgebaut sind. Zu diesem Zeitpunkt steigt die Sulfatkonzentration in

der Porenlösung langsam an (nicht dargestellt) und es beginnt die Gipsbildung. Die zeitgleiche Veränderung der Porosität und der Dehnung während der Bildung der treibenden Spezies ist in Abb. 5-22 gezeigt.

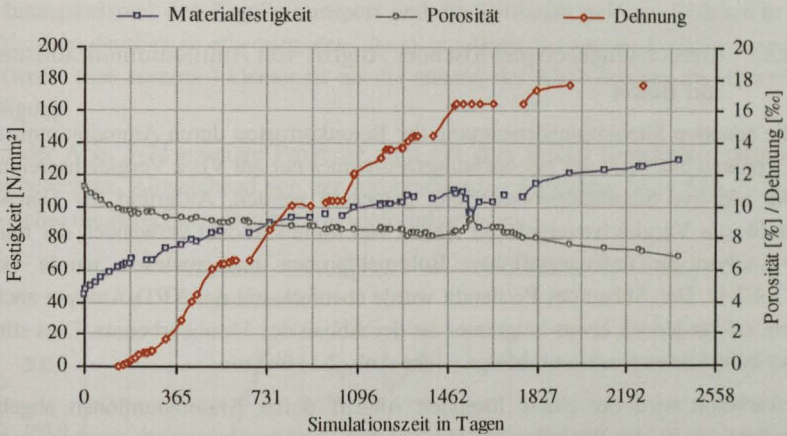


Abb. 5-22: Veränderungen der Materialparameter infolge Beaufschlagung mit Natriumsulfatlösung.

Die zeitliche Entwicklung der Spezies wurde in *Schmidt-Döhl* [73] sowie *Taylor* [76] untersucht und entspricht der in der Abb. 5-15 dargestellten Abfolge.

Diskussion der vorstehenden Berechnung

Die dargestellten Berechnungsergebnisse zeigen, dass die adaptive Beeinflussung der Simulationsberechnung eines Sulfatangriffes möglich ist. Da im gezeigten Berechnungsbeispiel nur ein geeignetes Vergleichereignis zur Verfügung stand, ist eine Überprüfung des adaptiven Eingriffes anhand eines zweiten Vergleichereignisses nicht möglich. Die im adaptiven Modul hinterlegten Einflussfaktoren für die Berechnung der adaptiven Faktoren, konnten daher für diesen Schädigungsprozess nicht optimiert werden. Die Simulationsberechnung der Treibdehnung für einen Sulfatangriff wurde z.B. in *Rigo* [66] und *Schmidt-Döhl* [73] vorgestellt und anhand von Laborversuchen verifiziert. Da in der vorgestellten Simulationsberechnung das „worst case scenario“ berücksichtigt wurde, ist die nicht adaptive Berechnung erheblich schneller, als die am Bauwerk beobachtete Schädigung. Die gezeigte Simulationsberechnung ist ein gutes Beispiel für die Leistungsfähigkeit der adaptiven Prognoseberechnung. Bei anderen Untersuchungen (*Rigo* [66], *Schmidt-Döhl* [73]) sind gute Übereinstimmungen zwischen den Berechnungen und den Versuchsergebnissen erzielt worden.

Die Dauerhaftigkeit ist nicht mehr gewährleistet, sobald die Treibrisse die Bewehrungslage erreichen oder die Passivität des Bewehrungsstahls infolge des Sulfatangriffes zerstört wird und Muldenkorrosion einsetzt (siehe *Gouda, Halaka* [23]).

Das früher eintretende Dauerhaftigkeitskriterium ist die verbleibende, intakte Mindestbetondeckung. In diesem Berechnungsbeispiel erreicht die Schädigungstiefe nach ca. 20 Jahren die Bewehrungslage.

5.3.4.5. Berechnungsbeispiel lösender Angriff von Ammoniumnitratlösung auf Beton

Für die adaptive Simulationsberechnung der Betonkorrosion durch Ammoniumnitratlösung, konnten innerhalb des Beobachtungszeitraumes nur am VB 2 Vergleichereignisse für die adaptive Simulationsberechnung gemessen werden. Aufgrund der Datenlage wurde für das Vergleichereignis der Abbau von Monokarbonat verwendet, der mit der XRD-Analyse an tiefengestaffelten Bohrmehlproben nachgewiesen wurde (siehe Kap. 3.4.1.1). Der Abbau des Portlandit wurde ebenfalls mit der XRD-Analyse nachgewiesen, erfolgt jedoch etwas langsamer als der Abbau des Monokarbonats. Dies stimmt mit der berechneten Reaktionsabfolge (siehe Abb. 2-1) überein.

Monokarbonat wird bei einem lösenden Angriff durch Ammoniumionen abgebaut, bevor Schäden an der Bauteiloberfläche sichtbar werden. Da es auch im verwendeten Speziesatz berücksichtigt wird, ist die Spezies als Vergleichereignis verwendbar. Die in das Diagramm eingetragenen adaptiven Vergleichereignisse kennzeichnen die Tiefe, in der Monokarbonat zum Untersuchungszeitpunkt nicht mehr nachweisbar war (Vergleichereignis). Die in Abb. 5-23 eingetragenen Linien zeigen die berechnete Bauteiltiefe, in der das Monokarbonat abgebaut ist. Die durchgezogene Linie zeigt die adaptive Simulationsberechnung. Die Zeitpunkte, der Ablauf der Synchronisation und die Wirkung der adaptiven Beeinflussung sind deutlich zu erkennen.

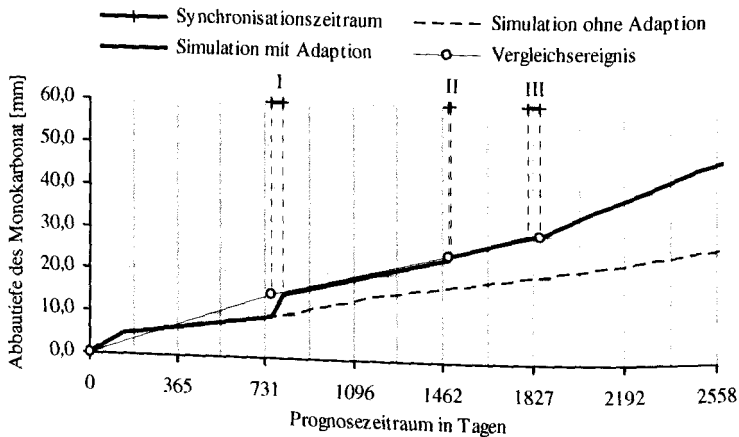


Abb. 5-23: Simulationsberechnung der Betonkorrosion durch Beaufschlagung mit Ammoniumnitratlösung. Das Vergleichereignis ist die gemessene Tiefe nicht nachzuweisenden Monokarbonatgehalts.

Beim adaptiven Vergleichereignis wird die Synchronisation durch eine Verstärkung der Stofftransporte erreicht (Fall 1). Der nach der Synchronisation berechnete adaptive Faktor beträgt 7,7 [-], 12,3 [-] und 11,6 [-]. Der adaptive Faktor beeinflusst in diesem Berechnungsbeispiel den Kapillartransport und die Diffusion gelöster Teilchen. In der Abbildung ist deutlich zu erkennen, dass die nicht adaptiv berechnete Schädigungsprognose (worst case scenario) kleiner ist als die anhand der XRD-Analyse zu erwartende Schädigung.

Die in der Abb. 5-24 gezeigte Prognose wird mit dem zuletzt berechneten adaptiven Faktor berechnet. Abweichend von der vorhergehenden Abbildung ist in Abb. 5-24 auf der y-Achse die berechnete Betonabtragstiefe aufgetragen.

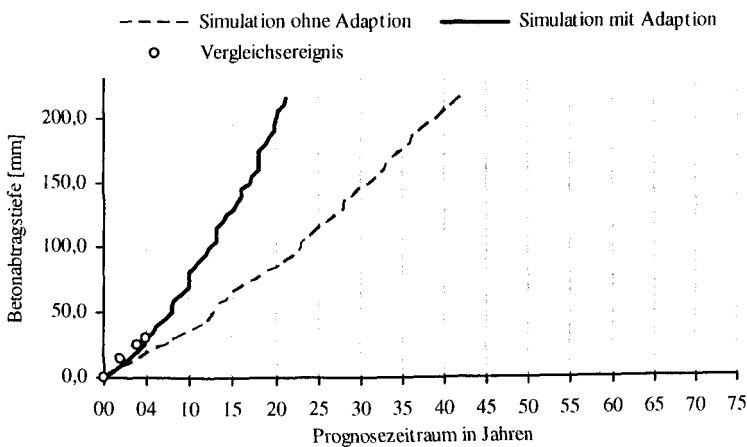


Abb. 5-24: Prognose der resultierenden Betonabtragstiefe infolge der Beaufschlagung mit Ammoniumnitratlösung.

Ergänzend zu den Prognoseergebnissen, die in der Abb. 5-23 und Abb. 5-24 dargestellt wurden, zeigt die Abb. 5-25 die mit dem Transport-Reaktions-Modell TRANSREAC berechnete Veränderung der Phasenzusammensetzung infolge der in ein Volumenelement eindringenden Ammoniumnitratlösung über die Zeit. Für die Darstellung Phasenzusammensetzung über die Zeit (x-Achse) wurde die Berechnung durchgeführt, bis die C-S-H-Phase fast vollständig abgebaut ist und SiO_2 amorph gebildet wird.

In der Prognoseberechnung (worst case scenario) würde das VE mit Unterschreiten der Grenzfestigkeit³³ aus der Berechnung entfernt werden. Die Konzentrationen der Spezies in mol/m³ Beton auf y-Achse aufgetragen. Zur Verbesserung der Lesbarkeit wurden in

³³ Die berechnete Materialfestigkeit (Abb. 5-27) unterschreitet nach ca. 500 Tagen die Festigkeit von 3N/mm² (Ablösedefinition im worst case scenario der Prognoseberechnung.

der Abb. 5-25 nur wenige der in der Berechnung verwendeten Spezies dargestellt (siehe Tab. A-9 im Anhang).

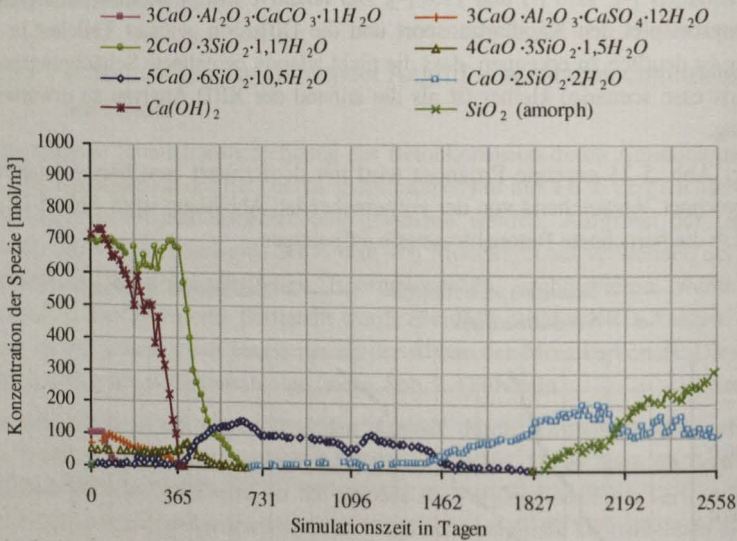


Abb. 5-25: Entwicklung der Phasenveränderung im ersten Volumenelement (VE1) infolge Beaufschlagung mit Ammoniumnitratlösung.

Die Summe der in das Volumenelement transportierten Ammoniumionen (NH_4^+) ist in Abb. 5-26 dargestellt. In derselben Quantität wie das Ammonium (NH_4^+) in das VE transportiert wird, entweicht das entstehende Ammoniak (NH_3) aus dem VE.

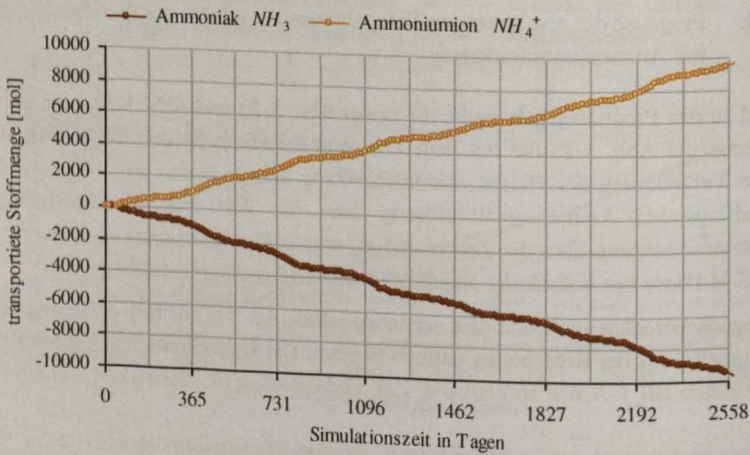


Abb. 5-26: In das Volumenelement transportierte Stoffmenge der Spezies NH_3 und NH_4^+ .

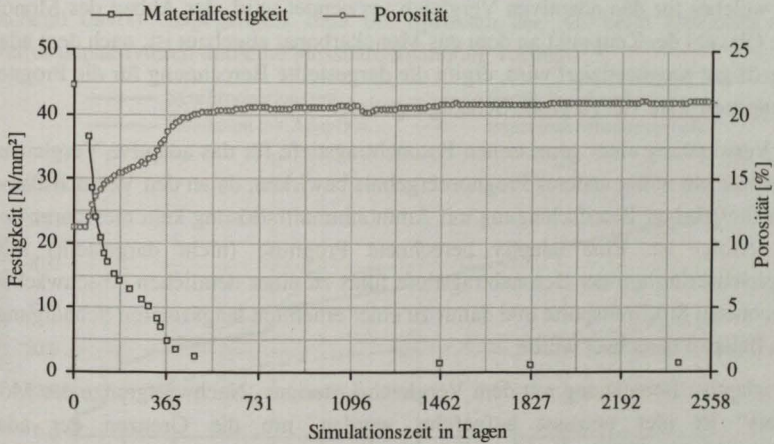


Abb. 5-27: Veränderung der Materialparameter bei Beaufschlagung mit Ammoniumnitratlösung.

Gemäß der Berechnung wird in den VE das Monokarbonat abgebaut, bevor Monosulfat und Portlandit abgebaut werden. Erst nachdem das Portlandit fast vollständig abgebaut ist, werden die C-S-H-Phasen abgebaut. Die dargestellte zeitliche Entwicklung der Spezies infolge einer Reaktion mit Ammoniumnitratlösung wurde durch eigene Untersuchungen an Bohrmehlproben der Versuchsbauwerke für Monokarbonat und für Portlandit mittels XRD-Analyse (siehe Anhang Abb. A-30 und Abb. A-31) und von Schmidt-Döhl [73] für Portlandit und Monokarbonat bestätigt.

Diskussion der vorstehenden Berechnung:

Das dargestellte Berechnungsbeispiel zeigt, dass die adaptive Anpassung der Berechnung die Prognose des nächsten Vergleichereignisses deutlich verbessert. Bei der adaptiven Berechnung wurde nach fünf Jahren ein Betonabtrag von ca. 3 cm ermittelt. Diese Berechnung steht jedoch im Widerspruch mit den Beobachtungen am VB 2, das nach fünf jähriger Beaufschlagung mit Ammoniumnitratlösung ($3 \text{ g}/\text{INH}_4^+$) keinen nennenswerten Betonabtrag aufweist. In dem Berechnungsbeispiel werden bei Verwendung von Monokarbonat für den adaptiven Vergleich die Stofftransporte stark beschleunigt, bis die in das Bauteil eingetragene Ammoniumnitratlösung eine vollständige Korrosion und Ablösung der äußeren VE bewirkt hat³⁴. Erst danach beginnt in dem

³⁴ Infolge der nach jedem Zeitschritt vollständig ablaufenden, chemischen Berechnungen ist ohne Berücksichtigung der chemischen Kinetik ein Abbau des Monokarbonats oder des Portlandits in tiefer liegenden VE erst möglich, wenn im vorhergehenden VE keine chemischen Reaktionen mit dem Ammoniumion mehr möglich sind. Die chemische Kinetik kann in Transreac in Einzelfällen berücksichtigt werden [73], jedoch sind für die in diesem Fall wichtigen Reaktionen die Reaktionsgeschwindigkeitskonstanten und Abhängigkeiten nicht bekannt.

VE, welches für den adaptiven Vergleich verwendet wird, der Abbau des Monokarbonats. Obwohl der Zeitpunkt an dem das Monokarbonat abgebaut ist, nach dem adaptiven Eingriff gut prognostiziert wird, ergibt die dargestellte Berechnung für die Prognose der Abtragtiefe eine viel zu große Schädigungtiefe.

Die Verwendung einer gemessenen Betonabtragtiefe für das adaptive Vergleichsergebnis würde ein völlig anderes Prognoseergebnis bewirken, da an den Versuchsbauwerken nach fünfjähriger Beaufschlagung mit Ammoniumnitratlösung kein messbarer Betonabtrag erfolgt ist. Eine adaptiv berechnete Prognose (nicht dargestellt) mit dem Vergleichskriterium der Betonabtragtiefe führt zu einer deutlichen Abschwächung der berechneten Stofftransporte und damit zu einer erheblich langsameren Schädigung als in dem Beispiel berechnet wurde.

Die adaptive Berechnung mit dem Vergleichskriterium „Nachweisgrenze des Monokarbonats“ ist hier bewusst aufgeführt worden, um die Grenzen der adaptiven Simulationsberechnung ohne Berücksichtigung der chemischen Kinetik aufzuzeigen. Für eine Verbesserung der berechneten Prognosen müssen künftig wichtige Reaktionen reaktionskinetisch untersucht und bei den Berechnungen berücksichtigt werden.

5.3.4.6. Berechnungsbeispiel Eindringen von Chloridlösung in den Beton

Für die adaptive Simulationsberechnung der Stahlkorrosionsgefahr durch eindringende Chloridlösung konnten an den Versuchsbauwerken mit der Anodenleiter (AL) und durch Messung des Chloridgehalts Vergleichsergebnisse in ausreichender Anzahl gemessen werden (siehe Kap. 3.3.3.2).

Die durchgeführte und im Folgenden beispielhaft erläuterte Simulationsberechnung bezieht sich auf das VB 1 mit einem Beobachtungszeitraum von 6 Jahren. Die Beaufschlagung erfolgt mit gesättigte NaCl-Lösung. Das Modul zur Berechnung der Volumenveränderung³⁵ im Programmsystem TRANSREAC wurde für diese Berechnung ausgeschaltet, da eine Chloridbeaufschlagung zu keiner treibenden oder lösenden Reaktion führt und das Simulationsprogramm ohne dieses Modul schneller und stabiler rechnet.

Für die Definition der Korrosionsgefahr wurde das einfache Richartz-Kriterium verwendet, nach dem eine Korrosionsgefahr für den im Beton eingebetteten Stahl besteht, sobald der Chloridgehalt bezogen auf den Zementgehalt 0,4 M-% übersteigt. In der Abb. 5-28 wird das Erreichen des Grenzwertes vereinfachend als Schädigungtiefe bezeichnet. Die in das Diagramm eingetragenen adaptiven Vergleichsergebnisse (Punkte) wurden aus den Messdaten der AL entnommen (siehe Abb. 3-3). Da der verwendete Sensor die Depassivierung anzeigt, wurde in der Simulationsberechnung

³⁵ Durch das Ausschalten der Volumenberechnung bleiben die anfängliche Porosität und damit die von der Porosität abhängigen Transportparameter während der Berechnung konstant.

vereinfachend davon ausgegangen, dass die Sprossen der AL beim Erreichen des Grenzwertes depassivieren und eine messbare Spannung vorliegt.

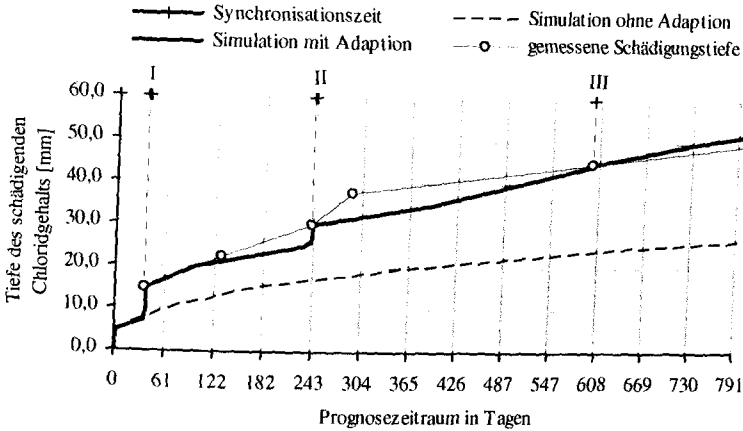


Abb. 5-28: Simulationsberechnung der Schädigungstiefe (kritischer Chloridgehalt nach dem Richartz-Kriterium mit 0,4 M.-% Chlorid bezogen auf den Zementgehalt) bei Beaufschlagung mit gesättigter NaCl-Lösung. Für die adaptiven Vergleichereignisse wurden die Messergebnisse der Anodenleiter verwendet.

In Abb. 5-28 ist deutlich zu erkennen, dass die nicht adaptiv berechnete Schädigungstiefe deutlich kleiner ist, als die mit der AL gemessene Schädigungstiefe. Ohne adaptive Eingriffe würde die Prognoseberechnung zu einer Überschätzung der Dauerhaftigkeit führen. Für die adaptiven Vergleiche wurde nur das Korrosionssignal der ersten, dritten und fünften Sprosse verwendet, da nur die Tiefenlage dieser Sprossen mit der Diskretisierung der VE übereinstimmt. Auch bei diesem Angriff tragen der Kapillartransport und die Diffusion der gelösten Teilchen zu dem Stofftransport der Chloridlösung bei.

Der adaptive Faktor beeinflusst dementsprechend auf beide Transportarten. Bei den Vergleichereignissen wird die Synchronisation durch eine Verstärkung der Stofftransporte erreicht (Fall I). Der nach der Synchronisation berechnete adaptive Faktor verstärkt in diesen Fällen die Stofftransporte. Die in diesem Berechnungsbeispiel mit dem adaptiven Modul berechneten Beeinflussungsfaktoren betragen 3,99 [-] auf 4,79 [-] und 4,92 [-], und führen zu einem deutlich beschleunigten Stofftransport.

Die in der Abb. 5-29 gezeigte Prognose für einen Zeitraum von 75 Jahren wird mit sukzessiv verbessertem adaptiven Faktor berechnet. Die Auswirkung der adaptiven Beeinflussung ist in dem Diagramm gut zu sehen.

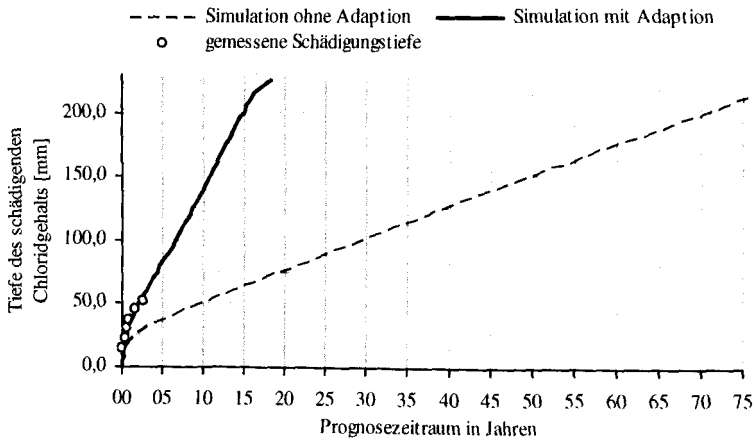


Abb. 5-29: Prognose der Schädigungstiefe infolge der Beaufschlagung mit gesättigter NaCl -Lösung.

Ergänzend zu den Simulationsergebnissen in der Abb. 5-28 und Abb. 5-29 wird in Abb. 5-30 die mit dem Transport-Reaktions-Modell TRANSREAC berechnete Veränderung der Phasenzusammensetzung infolge der in ein Volumenelement eindringenden Chloridlösung über die Zeit (x-Achse) dargestellt. Auf der y-Achse ist die Konzentration der Spezies in mol/m^3 Beton aufgetragen.

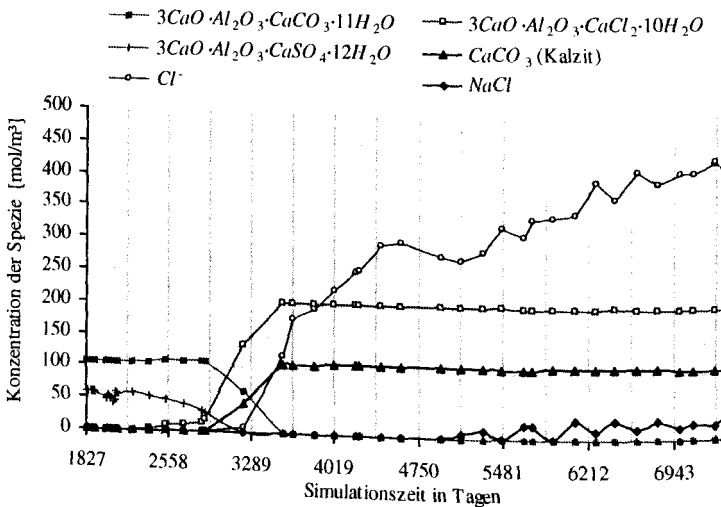


Abb. 5-30: Entwicklung der Phasenveränderung infolge der Beaufschlagung mit gesättigter NaCl -Lösung.

Im Vergleich dazu ist in der Abb. 5-31 die Summe der in das Volumenelement transportierten Chlorid-Ionen aufgetragen.

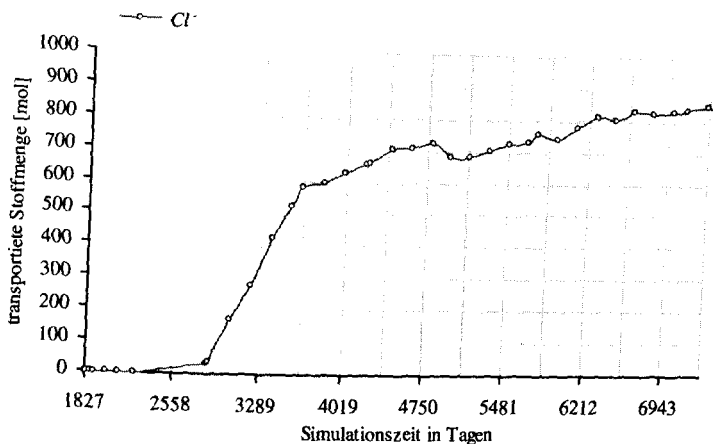


Abb. 5-31: In das Volumenelement transportierte Stoffmenge der Spezies Cl^- .

Zur Verbesserung der Lesbarkeit wurden in der Abb. 5-30 nur wenige der in der Berechnung verwendeten Spezies dargestellt (siehe Tab. A-9 im Anhang). Um die Entwicklung der Spezies in der Darstellung besser zeigen zu können, beginnt die Zeitachse kurz nachdem im vorhergehenden VE der Chloridgehalt in der Porenlösung ansteigt und die Chlorid-Transporte in das gezeigte VE mit einer rechnerischen Tiefenlage von 4,5 bis 5 cm beginnt. Die Zeitachse endet mit 7000 Tagen, nachdem der maximale Chloridgehalt in der Porenlösung erreicht ist.

In Abhängigkeit der eintretenden Chloridmenge werden die aluminiumhaltigen Spezies abgebaut. Zeitgleich bildet sich das Friedelsche Salz ($3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot CaSO_4 \cdot 12H_2O$), welches die Chloridionen bindet. Der Chloridgehalt in der Porenlösung steigt in den durchgeführten Berechnungen erst an, wenn das verfügbare Aluminium aus den aluminiumhaltigen Spezies im Friedelschen Salz eingebunden ist. Die Berechnung ergab, dass bei 340 kg Zement pro m^3 Beton zu diesem Zeitpunkt ca. 400 mol Chlorid im Friedelschen Salz gebunden sind. Der Chloridgehalt bezogen auf den Zement beträgt dann 4,2 M.-% und liegt deutlich über dem Richartz-Kriterium, welches einen kritischen Chloridgehalt von 0,4 M.-% angibt.

Zeitgleich zu dem Abbau des Monokarbonats ($3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot CaCO_3 \cdot 11H_2O$) wird Kalzit aufgebaut. Mit dem Eindringen weiterer Chloridionen durch Huckepacktransport und Diffusion steigt die Chloridkonzentration in der Porenlösung an, bis die Konzentration in der Porenlösung der Konzentration in der Ausgangslösung entspricht, oder die maximale Chloridlöslichkeit in der Porenlösung erreicht ist.

Die Abb. 5-32 zeigt die berechnete zeitliche Entwicklung des Gesamtchloridgehaltes (rechte y-Achse) in einem diskreten Volumenelement mit einer Betonüberdeckung von 4,5cm und einer Dicke von 0,5cm. Auf der linken y-Achse sind die berechneten Chloridgehalte nach den Anteilen aus Friedelschem Salz, dem Cl^- Gehalt in der Porenlösung und dem $NaCl$ -Gehalt aufgetragen. Um eine bessere Auflösung in der Darstellung zu erreichen, wurde die Speicherdichte der Berechnungsergebnisse in dem gezeigten Zeitraum vergrößert.

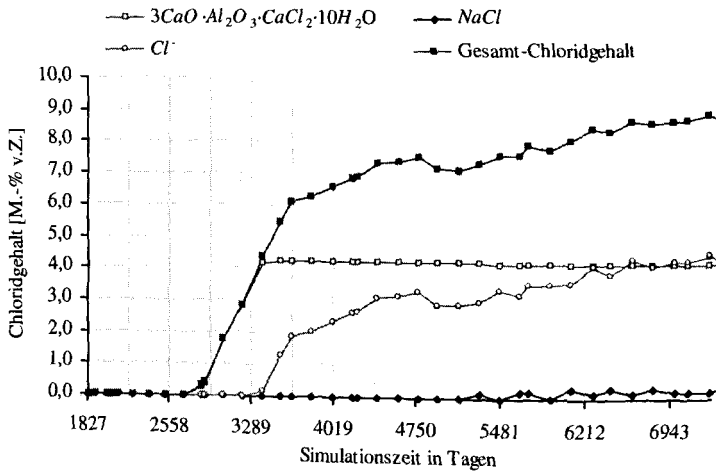


Abb. 5-32: Anteilig berechnete Chloridgehalte sowie Gesamtchloridgehalt bezogen auf den Zementgehalt in Abhängigkeit der Zeit unter Verwendung des Datensatzes vom VB 1.

In Abb. 5-32 ist gut zu sehen, dass die Konzentration der freien Chloridionen in der Porenlösung erst ansteigt, wenn die Bildung des Friedelschen Salzes abgeschlossen ist. Der in dem Diagramm gezeigte Gesamtchloridgehalt (Cl^- (gesamt)) ergibt sich aus der Summe der freien Chloridionen sowie des im Friedelschen Salz und im $NaCl$ gebundenen Chlorids. Alle prozentualen Massengehalte sind mit dem Datensatz vom VB 1 berechnet worden.

Diskussion der vorstehenden Berechnung:

Das dargestellte Berechnungsbeispiel zeigt, dass die adaptive Anpassung der Stofftransporte durch die Vergleichsereignisse die Prognose der nachfolgenden, mit einem Sensor (AL) gemessenen Schädigungssignale deutlich verbessert. Bei der Beurteilung der Berechnungsergebnisse ist jedoch zu berücksichtigen, dass in den durchgeführten Berechnungen die chemischen Reaktionen nach jedem Zeitschritt vollständig ablaufen. Dieses Vorgehen bewirkt, dass die in ein VE transportierten Chloride vollständig im Friedelschen Salz gebunden werden, bis alle anderen aluminiumhaltigen Zementstein-

Phasen abgebaut sind. Erst danach steigt der Chloridgehalt in der Porenlösung weiter an, was die Voraussetzung für die Bildung des Friedelschen Salzes und den Chloridtransport in das nachfolgende VE ist.

In diesem Berechnungsbeispiel wurden 4,2 M.-% Chlorid bezogen auf den Zement im Volumenelement gebunden, bevor in das nachfolgende Volumenelement Chlorid transportiert wurde. Die Berechnung von exakten Chloridprofilen mit niedrigen Chloridgehalten, wie sie an Betonbauwerken gemessen werden, ist mit dem Simulationsmodell TRANSREAC nur bei Berücksichtigung der Reaktionskinetik, der Erreichbarkeit aller aluminiumhaltigen Phasen und der möglichen Mischphasenbildungen des Friedelschen Salzes möglich.

Da erst ab einem Chloridgehalt von 4,2 M.-% v.Z. freie Chloridionen in der Lösung berechnet werden, würde sich hieraus auch der für die Bewehrung kritische Chloridgehalt ableiten. Dieses widerspricht jedoch den Praxisbeobachtungen, nach denen ab einem Chloridgehalt von 0,4 M.-% v.Z. Korrosionsgefahr für die Bewehrung besteht. Jedoch liegen bezüglich des kritischen Chloridgehalts keine einheitlichen Ergebnisse vor. Die Schwankungsbreite liegt gemäß einer Literaturobachtung von Breit [8] je nach Versuchsanordnung zwischen 0,18 und 2,5 M.-% v.Z. In dieser Arbeit wird die von Gehlen [22] bei einem Chloridangriff verwendete Grenzzustandsdefinition übernommen. Danach ist der Grenzzustand erreicht, sobald der kritische Chloridgehalt ($C_{krit} = 0,4 \text{ M.-% v.Z.}$) im Beton die Bewehrungslage erreicht hat.

Sofern nicht das Chloridprofil und die in das Bauwerk eingetragene Chloridmenge für die Prognose relevant sind, kann die adaptive Prognose, wie hier durchgeführt, dazu verwendet werden, die Tiefe der Schädigungsgrenze zu prognostizieren.

5.3.4.7. Zusammenfassende Diskussion der Ergebnisse

In allen Berechnungsbeispielen, für die mehrere Vergleichsereignisse vorlagen, konnte gezeigt werden, dass die softwaregestützte adaptive Anpassung der Transportparameter bezüglich des im adaptiven Vergleich verwendeten Kriteriums zu einer deutlich verbesserten Prognose führt.

Ohne Berücksichtigung der chemischen Reaktionskinetik ist es jedoch nicht möglich, exakte Schädigungsprofile zu berechnen, die sich über mehrere Volumenelemente ausdehnen, sofern die transportierten Ionen mit in den Volumenelementen vorhanden Spezies reagieren können (siehe Kap. 5.3.4.6). Die Abb. 5-33 und Abb. 5-34 verdeutlichen die Problematik von Berechnungen, die ohne chemische Kinetik³⁰ durchgeführt wurden, am Beispiel des Chlorideindringens.

TRANSREAC arbeitet in diesem Fall stark vereinfacht in zwei Schritten. Im ersten Schritt wird der Stofftransport berechnet. Im zweiten Schritt erfolgt die Berechnung des thermodynamischen Gleichgewichts. Kann ein Ion mit mindestens einer Spezies im Volumenelement unter den vorliegenden Randbedingungen reagieren, läuft die Reaktion vollständig ab, bis einer der Reaktionspartner aufgebraucht ist.

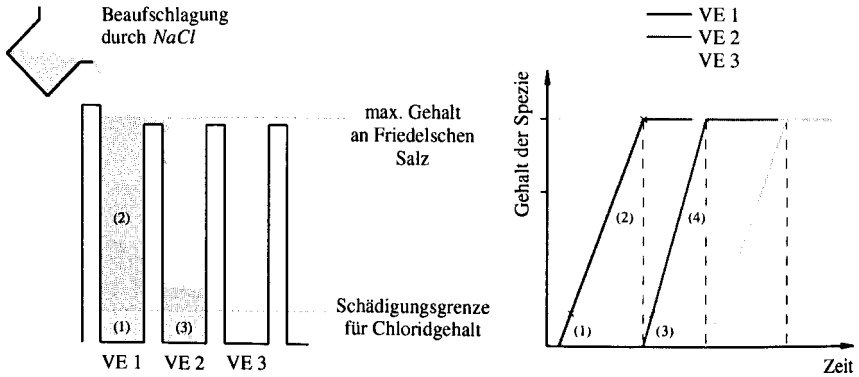


Abb. 5-33: Schematische Darstellung der Ausbildung von Stufenprofilen bei der Simulationsberechnung mit TRANSREAC ohne Berücksichtigung der chemischen Kinetik infolge der Beaufschlagung / des Transports einer reaktiven Spezies am Beispiel eines Chloridtransportes.

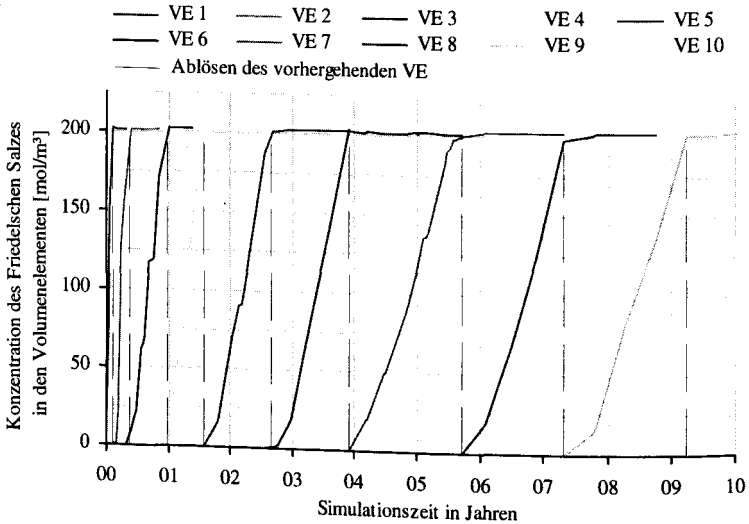


Abb. 5-34: Berechnete Stufenausbildung am Beispiel der Entwicklung des Friedelschen Salzes in den diskreten Volumenelementen. Das Chlorid der Beaufschlagungslösung gelangt erst in das nachfolgende Volumenelement (z.B. von VE 6 in VE 7), wenn die Bildung des Friedelschen Salzes abgeschlossen ist.

Bei dem in Abb. 5-33 gezeigten Beispiel einer Beaufschlagung mit Chloridlösung werden Chloridionen mit Beginn der Beaufschlagung von der Beaufschlagungsfläche in

das erste Volumenelement transportiert (Schritt 1). Hier reagieren die Chloridionen fast vollständig mit den aluminiumhaltigen Spezies unter Bildung von Friedelschem Salz (Schritt 2). Nach der thermodynamischen Berechnung ist die Chloridkonzentration der Porenlösung im VE 1 kleiner als 0,01 mol/l. Beim nächsten „Schritt 1“ werden entsprechend des Konzentrationsgefälles Chloridionen in das VE 1 transportiert, aber nur in sehr geringem Umfang in das VE 2. Die Abfolge von „Schritt 1“ und „Schritt 2“ wiederholt sich, bis die aluminiumhaltigen Phasen vollständig abgebaut sind. Erst jetzt steigt in der Porenlösung des VE 1 der Chloridgehalt an, infolgedessen die Chloridtransporte in das VE 2 beginnen. In Abb. 5-33 ist dieser Zeitpunkt als „Überlaufen“ dargestellt. Im weiteren Verlauf werden Chloride von der Beaufschlagungsfläche in das VE 1 und vom VE 1 in das VE 2 transportiert. Die Chloridtransporte in das VE 3 beginnen, nachdem auch das VE 2 „voll“ ist und „überläuft“. Der in Abb. 5-33 gezeigte Zusammenhang ist in Abb. 5-34 anhand der in Kap. 5.3.4.6 durchgeführten, nicht adaptiven Berechnung nochmals zum Vergleich dargestellt. Gezeigt wird nur die Bildung des Friedelschen Salz in den VE. Der erläuterte Mechanismus ist in dieser Abbildung gut wiederzuerkennen.

Das Stufenprofil der Graphen ist von den chemischen Reaktionsparametern der an den Reaktionen beteiligten Spezies abhängig. Im Beispiel wird eintretendes Chlorid sofort im FS gebunden, da die Gibbs'sche Energie³⁶ niedriger ist als die der anderen beteiligten Spezies. Andere Reaktionen benötigen in der Porenlösung eine höhere Konzentration an reaktionsfähigen Ionen, bevor sich neue Spezies bilden, wie zum Beispiel bei der Bildung von Gips, infolge der in der Porenlösung vorhandenen Sulfationen (siehe Abb. 5-20). Die chemischen Reaktionen im Volumenelement beeinflussen damit maßgeblich die Konzentration der Ionen in der Porenlösung. Die Stofftransporte der Ionen werden jedoch auf der Basis der Ionenkonzentrationen in der Porenlösung zwischen den VE berechnet. Die daraus resultierenden berechneten Schädigungsprofile entsprechen nur bei kinetisch sehr schnell ablaufenden chemischen Reaktionen oder bei der Berücksichtigung der chemischen Kinetik in der Simulationsberechnung den am Bauwerk vorgefundenen Schädigungsprofilen. Für die Berücksichtigung der chemischen Kinetik sind jedoch nur für sehr wenige Reaktionen die Reaktionsgeschwindigkeitskonstanten und Abhängigkeiten bekannt.

Bei adaptiven Simulationsberechnungen ohne Berücksichtigung der chemischen Kinetik resultieren für die Auswahl der Vergleichsereignisse einige Einschränkungen. Verwendet werden können Vergleichsereignisse, deren Tiefeninformation dem unmittelbar beaufschlagten VE³⁷ entspricht. Die Vergleichsinformation kann in dem Fall eine

³⁶ Untersuchungen zur Gibbs-Energie des FS wurden in der Forschungsarbeit von Rigo [66] dargestellt und im thermodynamischen Eingangsdatensatz der hier durchgeführten Berechnungen berücksichtigt.

³⁷ Bei Schädigungsprozessen, die eine Ablösung der geschädigten VE bewirken, ist dies das jeweils erste, nicht abgelöste VE.

chemische Teilreaktion in der Reaktionsabfolge des Schädigungsmechanismus (z.B. Abbau des Monokarbonats), oder das Resultat der Schädigungsmechanismus (z.B. Ablösen der Oberfläche) sein.

Ebenfalls geeignet sind Vergleichsinformationen, die das Endprodukt der Schädigungsreaktion (z.B. SiO_2) beinhalten, sofern angenommen werden kann, dass die Schädigungsreaktion kontinuierlich und vollständig von der Oberfläche in die Tiefe erfolgt, wie z.B. bei der Karbonatisierung.

Um mit dem Simulationsmodell TRANSREAC am Bauwerk gemessene Schädigungsprofile (z.B. Chloridprofile) von reaktiven Stoffen mit niedrigen chemischen Reaktionsgeschwindigkeiten berechnen zu können, sind die Messung entsprechender Reaktionsgeschwindigkeitskonstanten notwendig.

Wie gezeigt werden konnte, ist die adaptive Prognose ein zukunftsweisendes Instrument um bei Simulationsrechnungen mit Transport-Reaktions-Modellen systemimmanente Abweichungen der berechneten Prognose gegenüber der Bauwerksbeobachtung zu verringern und so die Qualität einer Prognose deutlich zu verbessern.

5.4. Zusammenfassung Kapitel 5

Die im Kap. 5 vorgestellte adaptive Simulationsberechnungen ermöglichen realitätsnahe Prognoseberechnungen unter Berücksichtigung von Bauwerksmessergebnissen. Dazu wurde für das Programmsystem TRANSREAC ein Modul entwickelt, das während der laufenden Simulationsberechnung die Berechnungsergebnisse mit zuvor am Bauwerk gemessenen Schädigungsinformationen (siehe Kap. 3) vergleicht. Bei Abweichungen zwischen Berechnung und Messung erfolgen automatisch die Synchronisation der berechneten mit der gemessenen Schädigung und die Berechnung eines adaptiven Faktors. Der berechnete adaptive Faktor beeinflusst die Stofftransporte in den nachfolgenden Berechnungsschritten, ohne dass dafür ein Neustart der Simulationsberechnung notwendig ist. Die Simulation wird also während der Berechnung automatisch optimiert.

In diesem Kapitel wurden adaptive und nicht adaptive Berechnungsbeispiele für wichtige Betonschädigungsprozesse vorgestellt. Dabei konnte gezeigt werden, dass die automatische adaptive Optimierung der Stofftransporte zu einer erheblichen Verringerung der Prognoseabweichung von der gemessenen Vergleichsinformation führt. In der Diskussion der Berechnungsergebnisse wurden Probleme bei der Verwendung ungeeigneter Vergleichsinformationen aufgezeigt und Kriterien für die Auswahl der adaptiv verwendbaren Vergleichsinformation erstellt.

Mit dem gezeigten Vorgehen ist es möglich, die bei Transport-Reaktions-Modellen systemimmanenten Abweichungen der berechneten Prognose deutlich zu verringern.

6. Zusammenfassung und Ausblick

Die Erhaltung des Bauwerksbestandes in der Bundesrepublik Deutschland ist mit einem erheblichen finanziellen Aufwand verbunden. Um die volkswirtschaftlichen und betriebswirtschaftlichen Kosten zu optimieren und gleichzeitig die Gebrauchstauglichkeit und die Bauwerkssicherheit sicher zu stellen, ist es daher wichtig, über den Bauwerkszustand informiert zu sein und anhand von zuverlässigen Prognosen rechtzeitig geeignete Sanierungsmaßnahmen einzuleiten.

Für die Erstellung der Prognosen wird in der Regel auf Ingenieurmodelle zurückgegriffen, die auf phänomenologischen Untersuchungen beruhen. Diese Vorgehensweise hat den Nachteil, dass die physikalischen und chemischen Vorgänge am Bauwerk nicht detailliert berücksichtigt werden können und eine Übertragung der berechneten Prognosen auf Bauwerke mit anderen Randbedingungen nur bedingt möglich ist. Daher wurden und werden weltweit Simulationsmodelle entwickelt, mit denen auf der Grundlage von gekoppelten Reaktionsmodellen, Transportmodellen und physikalisch-chemischen Modellen Prognosen erstellt werden können. Diese Simulationsmodelle werden in der Fachwelt als Transport-Reaktions-Modelle bezeichnet.

Ihre Transportmodule arbeiten entweder nach dem Finite-Elemente-Verfahren, z.B. *Steffens* [75] oder nach Differenzen-Verfahren, wie z.B. das in dieser Arbeit verwendete Programmsystem TRANSREAC.

TRANSREAC (*Schmidt-Döhl* [73]) verbindet die Berechnung von Stofftransporten innerhalb des Systems mit der Berechnung der thermodynamisch und kinetisch stabilen Phasen infolge der Materialzusammensetzung und der Stofftransporte. Für die simulationsgerechte Aufbereitung des zu berechnenden Systems wird ein Bauteilausschnitt virtuell in Volumenelemente aufgeteilt und die Volumenelemente physikalisch und chemisch umfassend beschrieben. Während der Berechnung wird zwischen den benachbarten Volumenelementen, auf der Basis von bekannten Stofftransportgesetzen und vorgegebener Zeiträume, der Stoffaustausch berechnet. Anschließend erfolgt in den Volumenelementen mit veränderter Spezieszusammensetzung die Berechnung der thermodynamisch und kinetisch stabilen Phasen. Das Ergebnis dieser Berechnung wird hinsichtlich der Veränderung der Transportparameter und anderer physikalischer Parameter bewertet, bevor unter Verwendung der aktualisierten Parameter erneut der Stofftransport zwischen den aneinandergrenzenden Volumenelementen berechnet wird. Die den Stofftransporten zugrunde liegenden Zeiträume werden aufsummiert und ergeben das rechnerische Bauteilalter. Mit diesem Vorgehen ist es möglich, den Schädigungsablauf rechnerisch nachzuvollziehen und eine Schädigungsprognose zu erstellen.

Transport-Reaktions-Modelle erfordern für die physikalische und chemische Beschreibung des zu berechnenden Systems umfangreiche Eingangsdaten, die in der Regel aus

Planungsdaten oder exemplarisch ermittelten Materialdaten stammen. Da die in TRANSREAC verwendeten Berechnungsansätze, als auch die Eingangsdaten die realen Verhältnisse nur mit einer begrenzten Genauigkeit beschreiben und zudem die Einwirkungen am Bauwerk nicht exakt vorhergesagt werden können, weisen die Prognoseberechnungen in der Regel Abweichungen zu den am Bauteil beobachteten Schädigungen auf. Um die berechnete Prognose zu verbessern, wurde im Rahmen der vorliegenden Arbeit ein Programmmodul (adaptives Modul) entwickelt, das unter Verwendung der am Bauwerk ermittelten Schädigungsinformationen die Transportparameter während der Simulationsberechnung adaptiv anpasst.

Für die Entwicklung und Überprüfung des adaptiven Moduls, wurden an Stahlbetonversuchsbauwerken umfangreiche Untersuchungen zum Schädigungsverlauf verschiedener chemischer Angriffe durchgeführt. Die Erfassung des Schädigungsverlaufes erfolgte durch Analysen an entnommenem Probematerial und mittels im Bauwerk applizierter Sensoren. Die Messergebnisse der Sensoren wurden anhand der Analyseergebnisse und nach Plausibilitätskriterien überprüft. Dabei zeigte es sich, dass z.B. Schlagregenergebnisse mit den verwendeten tiefengestaffelten Elektrolytsensoren nicht plausibel nachvollziehbar sind. Die Überprüfung dieses etablierten Sensors ergab einen messbar verstärkten Stofftransport im Verbundbereich zwischen Sensor und Beton, was auf eine Spaltbildung oder signifikant erhöhte Kontaktzonenporosität hinweist.

Auf der Suche nach einem besser geeignetem Sensorträgermaterial wurden verschiedene Materialien in Betonversuchskörper eingebaut und die Stofftransporte in der Kontaktzone mittels Wasserbeaufschlagung bei 0,5 Mpa, analog der *DIN EN 12390-8* [58], untersucht. Zur Kennzeichnung erhöhter Porosität wurde dabei zusätzlich ein Farbstoff eingesetzt. Die Untersuchung ergab, dass sich bei allen Materialien die Transportprozesse im Verbundbereich erheblich von den Transportprozessen der normalen Betonmatrix unterscheiden. Es kann daher davon ausgegangen werden, dass es kaum möglich ist einen Sensor vor der Betonage am Bauwerk zu applizieren ohne die Stofftransporte in der Verbundzone und somit die gesuchte Information signifikant zu verändern.

Um zu klären, ob ein nachträglicher Sensoreinbau in Bohrlöchern möglich ist, wurde überprüft ob durch die Bohrung der an das Bohrloch angrenzende Beton ebenfalls veränderte Transporteigenschaften aufweist. Es konnte gezeigt werden, dass bei dem verwendeten Beton ein Bereich von ca. 2 mm veränderte Transporteigenschaften vorweist. Jedoch konnte auch gezeigt werden, dass der gestörte Bereich durch Tränken mit Epoxydharz abgedichtet werden kann. Damit ist es möglich, nachträglich Sensoren in Betonbauwerke einzubauen und an den Beton anzukoppeln, ohne die Messdaten durch Stofftransporte in der gestörten Verbundzone zu verfälschen.

Die Ankopplung mit Epoxydharz wurde für den Einbau eines Messsystems („Atmperm“) in die Versuchskörper verwendet. Es dient der kontinuierlichen Überwachung der Gaspermeabilität oberflächennaher Betonschichten, bei dem mit Hilfe von Sensoren die Messung des Luftdrucks im Betonkörper stattfindet. Die auszuwertende Messgröße

ist die Luftdruckdifferenz zwischen dem atmosphärischen Luftdruck und dem Luftdruck, der sich im Bauteil infolge atmosphärischer Luftdruckänderungen oder Temperaturschwankungen einstellt. Da für die Messung klimatische Schwankungen ausgenutzt werden, kommt das Verfahren ohne zusätzliche Gasdruckquellen/-senken aus. Ist der Luftdruckverlauf in einer Tiefenebene bekannt, kann unter Verwendung des Hagen-Poiseuillischen Gesetzes der Permeabilitätskoeffizient berechnet werden. Für diesen Zweck wurde in der Arbeit ein Modul entwickelt, das die Temperatur- und die atmosphärischen Luftdruckveränderung als Eingangsdaten verwendet und nach dem Vorwärts-Differenzen-Verfahren den resultierenden Luftdruck im Betonkörper berechnet. Durch iterative Vergleichsberechnungen zwischen berechneten und gemessenen Werten kann mit diesem Modul der Permeabilitätskoeffizient ermittelt werden. Eine Beispielberechnung mit Messdaten aus einem Versuch belegt, dass unter Verwendung des ermittelten Permeabilitätskoeffizienten der Gasdruckverlauf im Versuchskörper mit hoher Genauigkeit berechnet werden kann. Mit dem vorgestellten Verfahren ist es möglich, den Permeabilitätskoeffizienten bei sehr geringen Luftdruckunterschieden zu ermitteln, so dass auch Veränderungen der Permeabilität, z.B. durch Feuchteschwankungen, messbar werden.

Unter anderem wurde das Messsystem „Atmoperm“ zur Beobachtung des kapillaren Wassereindringverhaltens in den Beton und zur Überprüfung der Gasdurchlässigkeit von Beton dann verwendet, um Informationen über das Kapillarsystem zu erhalten. So konnte gezeigt werden, dass ein 40cm hoher Betonzylinder ein für Gastransporte durchgängiges Kapillarsystem aufweist, dass der kapillare Wassertransport auch bei Erstbeaufschlagung eines Betonkörpers eine endliche Eindringtiefe hat und sich im Beton ein gleichbleibender Luftdruck einstellt.

In einem weiteren Versuch wurde „Atmoperm“ verwendet, um die Veränderung des Wassereindringverhaltens an Betonkörpern zu beobachten. Hier wurden Betonkörper aus unterschiedlichen Rezepturen mehrfach mit geringen Wassermengen beaufschlagt. Die eindringende Wasserfront verursachte dabei einen Luftdruckanstieg im Versuchskörper, der unter dem Gesichtspunkt einer veränderten Wasseraufnahme ausgewertet wurde. Dabei konnte gezeigt werden, dass durch die Wasserbeaufschlagung eine Selbstabdichtung entsteht, die jedoch bei stetiger Wasserbeaufschlagung wieder aufgelöst wird. Die an frei bewitterten Bauwerken beobachteten Stofftransporte lassen sich mit der gemessenen Selbstabdichtung plausibel erklären.

Die Ergebnisse der mit dem System „Atmoperm“ durchgeführten Versuche führten zu der Entwicklung eines erweiterten Porenmodells für Beton. Das Modell berücksichtigt insbesondere die erhöhte Porosität zwischen der größeren Gesteinskörnung und dem Zementstein als transportwirksame Zone mit begrenzter Eindringtiefe. Gleichzeitig wird dieser Bereich mit signifikant erhöhter Porosität unterhalb der begrenzten Wassereindringtiefe als Sperrzone angenommen, da in dem Modell davon ausgegangen wird, dass Kapillaren mit einem deutlich kleineren Porenradius kein Wasser in die Zone mit großen

Porenradien weiterleiten. Auch die durch verschiedene Autoren beobachteten Selbstabdichtungseffekte sind durch dieses Modell gut zu erklären. Da aber für ein Berechnungsmodell zur Berücksichtigung der Selbstabdichtung von Beton zusätzliche Untersuchungen notwendig sind, wurde die aufgezeigte Selbstabdichtung in den adaptiven Simulationsberechnungen (noch) nicht berücksichtigt.

Die an den Versuchsbauwerken mit Sensoren oder durch Analysen von Probenmaterial ermittelten zeitabhängigen Schädigungsinformationen wurden im Kap. 5 für beispielhaft durchgeführte adaptive Simulationsberechnungen verwendet. Dafür werden die Schädigungsinformationen vor dem Start der adaptiven Simulationsberechnung in eine Datei übertragen, aus der die Daten sukzessive ausgelesen werden. Die adaptive Simulationsberechnung wird mit den identischen Eingangsdaten der nicht adaptiven Simulationsberechnung gestartet. Nach jedem Berechnungsschritt wird im adaptiven Modul überprüft, ob die berechnete Schädigung von den am Bauwerk gemessenen Vergleichsinformationen abweicht. Wird die Schädigung zu schnell berechnet, greift das adaptive Modul in den Berechnungsablauf ein und vermindert die weiteren Stofftransporte bis das berechnete Bauwerksalter mit dem Bauwerksalter zum Zeitpunkt der Messung übereinstimmt. Das Berechnungsergebnis entspricht zu diesem Zeitpunkt dem Messergebnis am Bauwerk. Bei gegenüber der gemessenen Schädigung verzögerter Berechnung werden die Stofftransporte während der nachfolgenden Berechnungsschritte bis zum Erreichen der gemessenen Schädigungstiefe erheblich verstärkt. Unter Berücksichtigung der für die Synchronisation notwendigen Berechnungszeitdauer wird ein adaptiver Faktor berechnet, mit dem die Stofftransporte des nachfolgenden Simulationszeitraumes bis zu einem erneuten adaptiven Eingriff oder dem Ende des Simulationszeitraumes beeinflusst werden.

Auf der Datengrundlage der Versuchsbauwerke wurden adaptive Simulationsberechnungen für folgende Stahlbetonschädigungsmechanismen durchgeführt:

- Treibender Angriff verursacht durch Natriumsulfatlösung
- Lösender Angriff verursacht durch Säure
- Lösender Angriff verursacht durch Ammoniumnitratlösung
- Lösender Angriff verursacht durch kalklösende Kohlensäure im Grundwasser
- Depassivierung der Bewehrung durch Karbonatisierung von Beton verursacht durch CO_2 in der Luft
- Depassivierung der Bewehrung durch eindringende Chloridionen.

In allen Fällen konnte gezeigt werden, dass die adaptive Simulationsberechnung bezüglich des Vergleichskriteriums zu einer erheblich verbesserten Prognose führt. In einigen Fällen, z.B. Betonschädigung durch Ammoniumnitratlösung, kam es durch die

adaptiven Eingriffe zu offensichtlichen Widersprüchen zwischen den berechneten und gemessenen Schädigungen.

Diese Widersprüche gehen darauf zurück, dass bei den durchgeführten Berechnungen die chemische Kinetik aufgrund fehlender Daten nicht berücksichtigt wurde. Daraus resultieren für die Auswahl der Vergleichsereignisse einige Einschränkungen bezüglich der für die adaptive Simulationsberechnungen verwendbaren Vergleichsinformation.

Bei Verwendung geeigneter Vergleichsinformationen sind unter Berücksichtigung der realen Bauwerkseigenschaften mittels der adaptiven Berechnung deutlich verbesserte Dauerhaftigkeitsprognosen möglich.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die in der Arbeit vorgestellte adaptive Simulationsberechnung unter Verwendung von realen Bauwerkseigenschaften ein neues innovatives Verfahren zur Verbesserung der Dauerhaftigkeitsprognose darstellt. Die Verwendung der verbesserten Prognoseergebnisse in zukünftigen Bauwerksmanagementsystemen kann eine effizientere Nutzung des Bauwerksbestandes ermöglichen und damit erheblich Kosten bei der Unterhaltung des Bauwerksbestandes einsparen.

Literaturverzeichnis

- [1] ALLMANN, R.: *Röntgenpulverdiffraktometrie*. Rechnergestützte Auswertung, Phasenanalyse und Strukturbestimmung. Berlin: Springer-Verlag, 2002.
- [2] BAM - Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (Hrsg.): *ZfPBau – Kompendium: Verfahren der zerstörungsfreien Prüfung im Bauwesen. Geräte-/Verfahrensverzeichnis*. URL https://www.bam.de/sevice/publikationen/zfp_kompendium/verz/index_abc.html. - Stand: 12/2005
- [3] BANGERT, F.: *Gekoppelte chemo-mechanische Modellierung und numerische Simulation langzeitiger Degradation von Betonstrukturen*. Ruhr-Universität Bochum, Fakultät für Bauingenieurwesen, Diss., 2004
- [4] BEDDOE, R.E. ; SPRINGENSCHMID, R.: Feuchttransport durch Bauteile aus Beton. In: *Beton und Stahlbetonbau 94* (1999): Ernst und Sohn, Heft 4, S. 158-166
- [5] BIELECKI, R. ; SCHREMMER, H.: Biogene Schwefelsäure-Korrosion in teilgefüllten Abwasserkanälen. In: *Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau*. Bd. 94. TU Braunschweig, 1987, S. 250-263
- [6] BIER, T.A.: *Karbonatisierung und Realkalisierung von Zementstein und Beton*. Heft 4. Karlsruhe: Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, 1988
- [7] BOLLMANN, K.: *Ettringitbildung in nicht wärmebehandelten Betonen*. Bauhaus-Universität Weimar, Diss., 2000
- [8] BREIT, W.: Kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt – Sachstand und neuere Untersuchungen. (Betontechnische Berichte) In: *Beton, Betontechnische Berichte* (2001), Düsseldorf: VBT, Verlag Bau und Technik, S. 145-167
- [9] BREIT, W.: *Untersuchungen zum kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt für Stahl in Beton*. RWTH Aachen, Institut für Bauforschung, Diss., 1997
- [10] BUDELMANN, H. ; SCHMIDT-DÖHL, F. ; BRUDER, S. ; HOLST, A.: Adaptives Modell zur Dauerhaftigkeitsprognose im Zuge der Überwachung von Betonbauwerken. In: *Arbeitsbericht des Sonderforschungsbereichs 477: Sicherstellung der Nutzungsfähigkeit von Bauwerken mit Hilfe innovativer Bauwerksüberwachung*. TU Braunschweig, 2001 – 2003, S. 125-144
- [11] BUNTE, B.: *Zum karbonatisierungsbedingten Verlust der Dauerhaftigkeit von Außenbauteilen aus Stahlbeton*. Heft 107. Braunschweig: IBMB, 1994
- [12] BÜRCHLER, D.: *Der elektrische Widerstand von zementösen Werkstoffen*. ETH Zürich, Diss., 1996

- [13] CEB ; SCHIEBL, P.: New Approach to Durability Design: An Example for Carbonation Induces Corrosion. In: *Bulletin d'Information* (1997): Comité Euro-International du Béton, No. 238
- [14] COSTA, A. ; APPLETON, J.: Chloride Penetration Into Concrete in Marine Environment – Part I: Main Parameters Affecting Chloride Penetration. Part II: Prediction of Long Term Chloride Penetration. In: *Materials and Structures* 32 (1999), No. 218, S. 252-259
- [15] DAfStb: Empfehlungen für die Schadensdiagnose und Instandsetzung von Betonbauwerken, die infolge einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion geschädigt sind. In: *Beton: Fachwissen Bau* (2003), Ausgabe 9
- [16] DAfStb: Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton (Alkali-Richtlinie). In: *DAfStb-Richtlinie*, Ausgabe 05/2001
- [17] DGZfP (Hrsg.): *Merkblatt über die automatisierte Dauerüberwachung im Ingenieurbau*. (DGZfP – Merkblatt, B9). Ausgabe 10/2000
- [18] ESPINOSA, R.M.: *Sorptionisothermen von Zementstein und Mörtel*. TU Hamburg-Harburg, Diss., 2004
- [19] Fachbereich Physik - Fachgruppe Kristallphysik der Universität Halle: *Geräte-technische Ausstattung des Kristall-Labors: Prinzipskizze Röntgenpulver röntgenfraktometrie*. URL [http://www.physik.uni-halle.de/ Fachgruppen/ Kristall/equipment/ powder.htm](http://www.physik.uni-halle.de/Fachgruppen/Kristall/equipment/powder.htm). – Stand: 09/2005
- [20] FRANKE, L. ; GUNSTMANN, C. ; KIEKBUSCH, J.: Vorhersage der Korrosion von Zementstein und Beton in sauren Wässern durch rechnerische Simulation. In: DFG: *Vorhersage des zeitlichen Verlaufes von physikalisch-chemischen Schädigungsprozessen an mineralischen Werkstoffen*. SPP1122. Aachen, 2005
- [21] GABER, K.: *Einfluss der Porengrößenverteilung in der Mörtelmatrix auf den Transport von Wasser, Chlorid und Sauerstoff im Beton*. TH Darmstadt, Fachbereich Konstruktiver Ingenieurbau, Diss., 1989
- [22] GEHLEN, C.: *Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken – Zuverlässigkeitsbetrachtung zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion*. RWTH Aachen, Institut für Bauforschung, Diss., 2000
- [23] GOUDA, V.K. ; HALAKA, W.Y.: Corrosion and corrosion inhibition of reinforcing steel- II. embedded in concrete. In: *Br. Corros. J.* (1970), Vol.5, pp. 204-208

- [24] GRABAU, J.: *Untersuchungen zur Korrosion zementgebundener Mineralien durch saure Wässer unter Berücksichtigung des Schwefelsäureangriffs*. TU Hamburg-Harburg, Diss., 1994
- [25] GRÄF, H. ; GRUBE, H.: Verfahren zur Prüfung der Durchlässigkeit von Mörtel und Beton gegenüber Gasen und Wasser. (Betontechnische Berichte) In: *Beton, Betontechnische Berichte* (1986), 5/86, S. 184-187
- [26] GRÜNDLER, P.: *Chemische Sensoren.: Eine Einführung für die Naturwissenschaftler und Ingenieure*. Berlin: Springer-Verlag, 2004. – ISBN 3-540-20984-0
- [27] HAHN-WEINMEIER, P. ; HIRNER, A. ; WEBER-DIEFENBACH, K.: *Röntgenfluoreszenzanalytische Methoden*. Berlin: Springer-Verlag, 1995.
- [28] HEARN, N. ; MORLEY, C.T.: Self-sealing property of concrete – experimental evidence. In: *Materials and Structures*, No. 30, 1997, pp. 394-398
- [29] HEMMINGER, W.F. ; CAMMENGA, H.K.: *Methoden der Thermischen Analyse*. Heidelberg: Springer-Verlag, 1989.
- [30] HENNING, O. ; KNÖFEL, D.: *Baustoffchemie*. Wiesbaden: Bauverlag, 4. Auflage, 1988
- [31] HERMANN, K. ; TFB (Hrsg.): Gaspermeabilität von Betonen. In: *TFB Cementbulletin* 68 (2000), Heft 11
- [32] HEROLD, G.: *Korrosion zementgebundener Werkstoffe in mineralsauren Wässern*. Heft 36. Karlsruhe: Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, 1999
- [33] HOLM, A. ; KRUS, M. , KÜNZEL, H.M.: Grenzen der Feuchttransportberechnung bei Betonaußenbauteilen. In: *Internationales Kolloquium – Werkstoffwissenschaften und Bauinstandsetzen*. Tagungsband 5. Freiburg, 1999, S. 775-782
- [34] HOLM, A.: *Ermittlung der Genauigkeit von instationären hygrothermischen Bauteilberechnungen mittels eines stochastischen Konzeptes*. TU Stuttgart, Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen – Lehrstuhl für Bauphysik, Diss., 2001
- [35] JANNSEN, B.: *Mikrowellensensoren zur in-situ-Feuchtemessung in der Bauwerksüberwachung*. Aachen: Shaker Verlag, 2002. (Berichte aus der Hochfrequenztechnik). Zugl.: TU Braunschweig, Maschinenbau und Elektrotechnik, Diss., 2002

- [36] KIEBL, K.: *Kapillarer und dampfförmiger Feuchtetransport in mehrschichtigen Bauteilen – Rechnerische Erfassung und bauphysikalische Anwendung*. Universität-Gesamthochschule Essen, Fachbereich Bauwesen, Diss., 1983
- [37] KROPP, J. ; HILSDORF, H.K. ; GRUBE, H. ; ANDRADE, C. ; NILSON, L.-O.: *Transport Mechanisms and Definitions*. London: E & FN Spon, 1995
RILEM Report 12, pp. 4-14
- [38] KRUS, M.: *Feuchtetransport- und Speicherkoeffizienten poröser mineralischer Baustoffe. Theoretische Grundlagen und neue Messtechniken*. Universität Stuttgart, Fakultät Bauingenieur- und Vermessungswesen, Diss., 1995
- [39] KÜNZEL, H.-M.: *Verfahren zur ein- und zweidimensionalen Berechnung des gekoppelten Wärme- und Feuchtetransportes in Bauteilen mit einfachen Kennwerten*. Universität Stuttgart, Diss., 1996
- [40] KÜNZEL, H.M.: *WUFI: PC-Programm zur Berechnung des gekoppelten Wärme- und Feuchtetransports in Bauteilen*. / Fraunhofer Institut für Bauphysik IPB (Hrsg.). URL http://hoki.ipb.fhg.de/wufi/wufi_frame.html. – Stand: 02/2003
- [41] KURTIS, K. ; MONTEIRO, P. ; MADANAT, S.: Empirical Models to Predict Concrete Expansion Caused by Sulfate Attack. In: *ACI Materials Journal* (March-April 2000), Title no. 97-M20, S. 156-161
- [42] LAY, S.: *Abschätzung der Wahrscheinlichkeit tausalzinduzierter Bewehrungskorrosion. Baustein eines Systems zum Lebenszyklusmanagement von Stahlbetonbauwerken*. TU München, Fakultät Bauingenieur- und Vermessungswesen, Diss., 2006
- [43] LOCHER, F.W. ; RECHENBERG, W. ; SPRUNG, S.: Beton nach 20jähriger Einwirkung von kalklösender Kohlensäure. In: *Beton 34* (1984), Heft 5, S. 193-198
- [44] LOCHER, F.W. ; SPRUNG, S.: Die Beständigkeit von Beton gegenüber kalklösender Kohlensäure. In: *Beton 25* (1975), Heft 7, S. 241-245
- [45] MENG, B.: *Charakterisierung der Porenstruktur im Hinblick auf die Interpretation von Feuchtetransportvorgängen*. RWTH Aachen, Institut für Bauforschung, Diss., 1993
- [46] METZ, V. ; PFINGSTEN W. ; LÜTZENKIRCHEN, J. , SCHÜSSLER, W.: *TRePro 2002 – Modelling of Coupled Transport Reaction Processes: Wissenschaftliche Berichte FZKA 6721*. Workshop of Forschungszentrum Karlsruhe (2002). – ISSN 0947-8620
- [47] MOLINA, M.: *Zerstörungsfreie Erfassung der gelösten Chloride im Beton*. ETH Zürich, Diss., 1993

- [48] MÜLLER, H.S. ; IFMB UNIVERSITÄT KARLSRUHE (Hrsg.): *Baustoffkunde und Konstruktionsbaustoffe – Skriptum zu den Vorlesungen*. Teil 1. Karlsruhe: IFMB, SS 2005
- [49] NELSKAMP, H.: *Untersuchungen zum Angriff von Mineralsäuren auf Beton*. TU Hannover, Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung, Diss., 1992
- [50] Norm DIN 1045-2: 2001-07. *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton; Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1*
- [51] Norm DIN 4030: 1991-06. *Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase*.
- [52] Norm DIN 52170: 1980-02. *Bestimmung der Zusammensetzung von erhärtetem Beton*.
- [53] Norm DIN 52615: 1987. *Wärmeschutztechnische Prüfungen: Bestimmung der Wasserdampfdurchlässigkeit von Bau- und Dämmstoffen*.
- [54] Norm DIN 66133: 1993-06. *Bestimmung der Porenvolumenverteilung und der spezifischen Oberfläche von Feststoffen durch Quecksilberintrusion*.
- [55] Norm DIN EN 206-1: 2001-07. *Beton - Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität*.
- [56] Norm DIN EN 14629: 2003-06. *Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken – Prüfverfahren - Bestimmung des Chloridgehaltes von Festbeton*.
- [57] Norm DIN EN 480-10: 2005-02. *Zusatzmittel für Beton Mörtel und Einpressmörtel – Prüfverfahren – Teil 10: Bestimmung des wasserlöslichen Chloridgehaltes*.
- [58] Norm DIN EN 12390-8: 2001-02. *Prüfung von Festbeton - Teil 8: Wassereindringtiefe unter Druck*.
- [59] Norm DIN EN ISO 12570: 1996-08. *Baustoffe: Bestimmung des Feuchtegehaltes durch Trocknen bei erhöhter Temperatur*.
- [60] Norm DIN EN ISO 12571: 2000-04. *Wärme und feuchtetechnisches Verhalten von Baustoffen und Bauprodukten – Bestimmung der hygroskopischen Sorptionseigenschaften*.
- [61] Norm DIN EN ISO 12572: 2001-09. *Wärme und feuchtetechnisches Verhalten von Baustoffen und Bauprodukten – Bestimmung der Wasserdampfdurchlässigkeit*.

- [62] Norm DIN EN ISO 15148: 2003-03. *Wärme- und feuchtetechnisches Verhalten von Baustoffen und Bauprodukten – Bestimmung des Wasseraufnahmekoeffizienten bei teilweisem Eintauchen.*
- [63] PAULMANN, K. ; ROSTASY, F.S.: *Praxisnahes Verfahren zur Beurteilung der Dichtigkeit oberflächennaher Betonschichten im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit.* Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, Forschungsbericht, 1990
- [64] PREZZI, M. ; GEYSKENS, P. ; MONTEIRO, P.J.M: Reliability Approach to Service Life Prediction of Concrete Exposed to Marine Enviroments. In: *ACI Materials Journal* (November-December 1996), Title no. 93-M62, S. 544-552
- [65] RICHARTZ, W.: Die Bindung von Chlorid bei der Zementerhärtung. In: *Zement-Kalk-Gips* 58 (1969), Heft 10, S. 477-456
- [66] RIGO, E.: *Ein probabilistisches Konzept zur Beurteilung der Korrosion zementgebundener Baustoffe durch lösenden und treibenden Angriff.* TU Braunschweig, Bauingenieurwesen, Diss., 2005
- [67] ROSTASY, F.S.: *Baustoffe.* Kohlhammer-Verlag, 1983
- [68] SAMSON, E. ; MARCHAND, J. ; SNYDER, K.A. ; BEAUDOIN, J.J.: Modeling ion and fluid transport in unsaturated cement systems in isothermal conditions. In: *Cement and Concrete Research* Vol. 35, No. 1 (2005), S. 141-153
- [69] SCHIEGG, Y.: *Online-Monitoring zur Erfassung der Korrosion der Bewehrung von Stahlbetonbauten.* ETH Zürich, IBWK, Diss., 2002
- [70] SCHIEBL, P. ; KRUS, M. ; RUCKER, P.: Modellierung des Schädigungsverlaufs infolge Feuchte- und Salztransport in mineralischen Baustoffen. In: DFG: *Vorhersage des zeitlichen Verlaufs von physikalisch-chemischen Schädigungsprozessen an mineralischen Werkstoffen.* SPP1122. München, 2004
- [71] SCHIEBL, P ; WEYDERT, R. (Bearb.): *Überwachungssysteme für die Korrosionsgefahr des Stahls im Beton: Abschlussbericht F462 /* Institut für Bauforschung, RWTH Aachen. Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag, 1998. – ISBN 3-8167-5503-8
- [72] SCHIESSL, P.: *Zur Frage der zulässigen Rissbreite und der erforderlichen Betondeckung im Stahlbetonbau unter besonderer Berücksichtigung der Karbonatisierung des Betons.* TU München, Diss., 1976
- [73] SCHMIDT-DÖHL, F.: *Ein Modell zur Berechnung von kombinierten chemischen Reaktions- und Transportprozessen und seine Anwendung auf die*

- Korrosion mineralischer Baustoffe*. Heft 125. Braunschweig: IBMB, 1996.
Zugl.: TU Braunschweig, Diss., 1996
- [74] SOSORO, M.: *Modell zur Vorhersage des Eindringverhaltens von organischen Flüssigkeiten in Beton*. / DafStb., Heft 446, Berlin: Beuth-Verlag, 1995
- [75] STEFFENS, A.: *Modellierung von Karbonatisierung und Chloridbindung zur numerischen Analyse der Korrosionsgefährdung der Betonbewehrung*. TU Braunschweig, Institut für Statik, Diss., 2000
- [76] TAYLOR, H.F.W.: *Cement Chemistry*. London: Academic Press, 1990
- [77] UNGRICH, H.: *Wasserhaushalt und Chlorideintrag in Beton – Einfluss der Exposition und Betonzusammensetzung*. ETH Zürich, Diss., 2004
- [78] VOLKWEIN, A.: *Untersuchungen über das Eindringen von Wasser und Chlorid in Beton*. TU München, Baustoffinstitut, Diss., 1991
- [79] WIESE, S.: *Faseroptische chemische Sensoren zur Überwachung von Betonbauwerken*. Aachen: Shaker Verlag, 2001 (Berichte aus der Elektrotechnik IV).
Zugl.: TU Braunschweig, Diss., 2001. – ISBN 3-8265-9417-7
- [80] WITTEKINDT, W.: Sulfatbeständige Zemente und ihre Prüfung. In: *ZKG International 13* (1960), Nr. 12, S. 565-572. – SPP1122-296
- [81] WINTER, K. ; KRUS, M. ; KÜNZEL, H.M.: Feuchtetransport in feinporigen Materialien. In: *Zeitschrift für Bauinstandsetzung* 3 (1997), S. 1-14
- [82] ZIMMERMANN, L.: *Korrosioninitiiertes Chloridgehalt von Stahl in Beton*.
ETH Zürich, Diss., 2000

A. Anhang

A.1. Tabellenanhang

Tab. A-1: Datenübersicht der Versuchsbauwerke Typ „Hohes C“

Bauwerk	Versuchsbauwerk 1	Versuchsbauwerk 2	Versuchsbauwerk 3
Betonage	5.5.1999	24.5.2000	30.1.2003
Beton	C 30/37	C 30/37	C 30/37
Zement	CEM I 32,5 R	CEM I 32,5 R	CEM I 32,5 R
Zementgehalt	340 kg/m ³	340 kg/m ³	300 kg/m ³
W/z – Wert	0,5	0,585	0,593
Sieblinie	A/B 32	A/B 16	A/B 16
Nachbehandlung	2 Tage in Schalung, 3 Tage in feuchten Jutesäcken	5 Tage in Schalung	5 Tage in Schalung
Mittlere Druckfestigkeit nach 28 Tagen	44,5 N/mm ²	46,8 N/mm ²	48 N/mm ²
Wassereindringtiefe nach 28 Tagen	33 mm	30 mm	23 mm
Vorspannung	40 Tage nach Betonage	100 Tage nach Betonage	Nein
Beaufschlagung			
Beginn der Beaufschlagung mit Wasser	43 Tage nach Betonage	41 Tage nach Betonage	147 Tage nach Betonage
Beginn der Beaufschlagung mit aggressiven Lösungen	61 Tage nach Betonage	56 Tage nach Betonage	167 Tage nach Betonage
Beaufschlagungsfelder			
1. Frei Bewittert (Karbonatisierung)			
2. Essigsäure Pufferlösung / stark lösender Angriff (8,023 g Natriumacetat und 60,05 g konz. Essigsäure in 1 Liter H ₂ O dest.)			
3. Konzentrierte NaCl-Lösung			
4. Natriumsulfatlösung treibender Angriff	3 g/ISO ₄ ²⁻	30 g/ISO ₄ ²⁻	30 g/ISO ₄ ²⁻
5. Ammoniumnitratlösung lösender Angriff	0,3 g/l NH ₄ ⁺	3 g/l NH ₄ ⁺	3 g/l NH ₄ ⁺

Fortführung Tab. A-1

Bauwerk	Versuchsbauwerk 1	Versuchsbauwerk 2	Versuchsbauwerk 3
Sensoren in den Beaufschlagungsfeldern			
Messdatenerfassung	diskontinuierlich 2 x pro Woche MRE, AL	diskontinuierlich 2 x pro Woche MRE, AL	kontinuierlich
Frei Bewittert	MRE, AL, FMWS, T, F, P Klimadaten	MRE, AL, FMWS, T, F, P, TP, Klimadaten	MRE, AL, P, T, TP Klimadaten
Essigsäure Pufferlösung	MRE	MRE, AL, FMWS, T, F, P	MRE, AL, P
Konzentrierte NaCl-Lösung	MRE, AL	MRE, AL, FMWS, T	MRE, AL
Natriumsulfat	MRE, AL	MRE, FMWS, T	MRE, AL
Legende: AL: Anodenleiter - Sensorprinzip ist die Stellvertreterkorrosion SRE: Spreizringelektrode - wie Anodenleiter jedoch zum nachträglichen Einbau MRE: Multiringelektrode - Sensor zur Messung der elektrolytischen Leitfähigkeit T: Thermoelement - Temperatursensor TP: Taupunktsensor - Sensor zur Erkennung der Wasseraufnahme durch Tauwasserentstehung FMWS: Feuchtesensor auf Mikrowellenbasis F: faseroptischer Feuchtesensor P: faseroptischer pH Sensor			
diskrete Untersuchungen			
essigsäure Pufferlösung	MIP, DTA/TG	MIP, DTA/TG	-
konzentrierte NaCl-Lösung	XRD, DTA/TG, Cl, Ca	XRD, DTA/TG, Cl, Ca	XRD, Cl, Ca
Natriumsulfat	MIP, XRD, DTA/TG, Ca	MIP, XRD, DTA/TG, Ca	XRD, Ca
Ammoniumnitrat	MIP, XRD, DTA/TG, Ca	MIP, XRD, DTA/TG, Ca	XRD, Ca
Frei Bewittert	MIP, DTA/TG, Ca	MIP, DTA/TG, Ca	XRD, Ca
Legende: Cl: Bestimmung des Cl-Gehalts erfolgte mit der RFA Analyse XRD: Röntgenphasenanalysen (z.B. auf Friedelsches Salz, Ettringit usw.) Ca: Calciumanalysen zur Bestimmung des Zementgehaltes der Probe. Notwendig für die Skalierung der Ergebnisse der diskreten Untersuchungen MIP: Quecksilberdruckporosimetrische Untersuchungen DTA/TG: Differentialthermoanalyse/-gravimetrie zur quantitativen Phasenanalyse einzelner Spezies (Friedelsches Salz, Portlandit)			

Tab. A-2: Übersicht über die sensorisch erfassten Messergebnisse der Versuchsbauwerke

Beaufschlagungsfeld	Messergebnisse Versuchsbauwerk 1
Frei bewittert / Karbonatisierung	Im Beobachtungszeitraum ist keine Depassivierung der Anoden der Anodenleiter (AL) erfolgt. → Keine Verwendung für die adaptive Simulationsberechnung
Natriumsulfat	Depassivierung aller Anoden der AL unmittelbar nach der Beaufschlagung. Eine optische Kontrolle des Bauwerkszustandes am Sensoreinbauort zeigt, dass Risse den Sensor tangieren. → Keine Verwendung für die adaptive Simulationsberechnung
NaCl – Feld	Die Depassivierung der Anoden der AL - A1 (15 mm) bis A6 (52 mm) - erfolgt in chronologisch richtiger Tiefenabfolge innerhalb von 30 Monaten. → Adaptive Simulationsberechnung unter Berücksichtigung der ermittelten Korrosionszeitpunkte (gem. Definition des Herstellers) und der analytisch gemessenen Chloridgehalte siehe Kap. 5.
Beaufschlagungsfeld	Messergebnisse Versuchsbauwerk 2
Frei bewittert / Karbonatisierung	Depassivierung der ersten Anode der AL in der Tiefenlage von ca. 1,2 cm nach 5 Monaten freier Bewitterung. Die Karbonatisierungstiefe ist zu dem Zeitpunkt noch nicht messbar. Die Depassivierung der Sensoranode A1 lässt sich auf den Rissverlauf zurückführen. → Keine Verwendung für die adaptive Simulationsberechnung
Essigsäure Pufferlö- sung	Depassivierung der Anoden der AL in chronologisch richtiger Abfolge innerhalb von 0,8 Jahren. Das Depassivierungs-Sensorsignal läuft der manuell messbaren Korrosionstiefe deutlich voraus. Die Ursache ist nicht erkennbar, aber auch dieser Sensor wird von Rissen tangiert. Die Ergebnisse sind in der Abb. 3-20 zusammen mit den Ergebnissen der MRE und der manuellen Untersuchungen dargestellt. → Keine Verwendung für die adaptive Simulationsberechnung
NaCl – Feld	Depassivierung der Anoden der AL in chronologisch richtiger Abfolge innerhalb von 0,4 Jahren. Eine optische Kontrolle des Bauwerkszustandes am Sensoreinbauort zeigt, dass Risse den Sensor tangieren. → Keine Verwendung für die adaptive Simulationsberechnung
Beaufschlagungsfeld	Messergebnisse Versuchsbauwerk 3
Frei bewittert / Karbonatisierung	Im Beobachtungszeitraum ist keine Depassivierung der Anoden der AL erfolgt. → Keine Verwendung für die adaptive Simulationsberechnung
Essigsäure Pufferlö- sung	Depassivierung der Sensoranoden A1-A4 in chronologisch richtiger Abfolge innerhalb von 1,25 Jahren. Die Sensoranoden A5 und A6 sind innerhalb des Beobachtungszeitraumes nicht depassiviert. Die mit der Anodenleiter gemessene Depassivierungsfront eilt der manuell gemessenen Korrosionstiefe und den Messergebnissen der Multiringelektrode ca. 1,5 cm voraus (siehe Abb. 3-20). Ob eine Depassivierung der Anoden der AL bei einer intakten Betondeckung von 1,5 cm infolge des Säureangriffs entsteht oder andere Ursachen hat, wurde im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter untersucht. → Adaptive Simulationsberechnung siehe Kap. 5.

Fortführung Tab. A-2

Beaufschlagungsfeld	Messergebnisse Versuchsbauwerk 3
Natriumsulfat	Im Beobachtungszeitraum ist keine Depassivierung der Sensoranoden erfolgt. → Keine Verwendung für die adaptive Simulationsberechnung
Ammoniumnitratlösung	Im Beobachtungszeitraum ist keine Depassivierung der Sensoranoden erfolgt. → Keine Verwendung für die adaptive Simulationsberechnung
NaCl – Feld	Depassivierung der Anoden der AL (A1 bis A6) in weitgehend chronologisch richtiger Abfolge innerhalb von 0,5 Jahren. Abweichend von den Erwartungen depassiviert die Anode A5 vor Anode A3. Eine Ursache für die Depassivierung der Anode 5 konnte nicht gefunden werden. → Adaptive Simulationsberechnung siehe Kap. 5.

Tab. A-3: Die wichtigsten Daten zu den Versuchskörpern für Beanspruchung durch kalklösende Kohlensäure

Bauwerk	Beton 1	Beton 2	Beton 3
Betonage	19.08.2003	19.08.2003	19.08.2003
Zement	CEM I 32,5 R	CEM I 32,5 R	CEM I 32,5 R
Zementgehalt	320 kg/m ³	300 kg/m ³	230 kg/m ³
w/z – Wert	0,45	0,59	0,85
Sieblinie	A/B 16	A/B 16	B/C 16
Nachbehandlung	3 Tage in Schalung danach unter Folie	3 Tage in Schalung danach unter Folie	3 Tage in Schalung danach unter Folie
Mittlere Druckfestigkeit nach 28 Tagen	53,5 N/mm ²	48,5 N/mm ²	19 N/mm ²
Beaufschlagung			
Einlagerung im Grundwasser	14 Tage nach Betonage	14 Tage nach Betonage	14 Tage nach Betonage
Chemischer Angriff			
Kalklösende Kohlensäure im Grundwasser gem. Bodengutachten 164 [mg/l]			
Sensoren in den Beaufschlagungsfeldern			
Messdatenerfassung Sensor	kontinuierlich MRE	kontinuierlich MRE	kontinuierlich MRE
Diskrete Untersuchungen			
Karbonatisierungstiefe	nach Bergung der Versuchskörper	nach Bergung der Versuchskörper	nach Bergung der Versuchskörper

Tab. A-4: VB 1: Übersicht der analytisch gewonnenen Messergebnisse

Beaufschlagungsfeld	Messergebnisse Versuchsbauwerk 1	
Frei Bewittert / Karbonatisierung	Visuelle Beurteilung:	Keine erkennbaren Schäden
	Karbonatisierungstiefe:	3,5 mm (8/2005)
	MIP:	Keine tiefengestaffelte Verschiebung der Porenverteilung (8/2001)
	→ Keine Verwendung für die adaptive Simulationsberechnung.	
Essigsäure Pufferlösung	Visuelle Beurteilung:	Starker Oberflächenabtrag durch lösenden Angriff. Die korrodierte Betonschicht wird durch die Beaufschlagungslösung abgetragen.
	Korrosionstiefe:	ca. 80 mm (8/2005) Es liegen gut nachvollziehbare Tiefenmessungen der korrodierten Betonschicht vor. Für die Messungen wurde die entfestigte Betonschicht mechanisch entfernt.
	pH-Wert Messung mit Phenolphthalein:	Der Farbumschlag erfolgt 1,5 bis 5 mm unter der entfestigten Betonschicht.
	Die manuellen Untersuchungen korrelieren gut mit den Messergebnissen der MRE. Die Ergebnisse der manuellen Untersuchungen sind in der Abb. 3-17 gemeinsam mit den Ergebnissen der MRE dargestellt. → Adaptive Simulationsberechnung siehe Kap. 5.	
Natriumsulfat	Visuelle Beurteilung:	Keine erkennbaren Schäden.
	MIP:	Keine signifikante Verschiebung der Porenverteilung in Abhängigkeit der Tiefe. (8/2001).
	XRD:	Keine signifikante Veränderung der untersuchten Spezies (z.B. Ettringitgehalt).
	→ Keine Verwendung für die adaptive Simulationsberechnung	
Ammoniumnitratlösung	Visuelle Beurteilung:	Keine erkennbaren Schäden.
	MIP:	Keine signifikante Verschiebung der Porenverteilung in Abhängigkeit der Tiefe (8/2001).
	XRD:	Keine signifikante Veränderung der Monokarbonat- und Portlanditverteilung.
	→ Keine Verwendung für die adaptive Simulationsberechnung	
NaCl-Feld	Visuelle Beurteilung:	Keine erkennbaren Strukturschäden, starke Verfärbung der Beaufschlagungslösung und der Rissverläufe aus der Vorspannung durch Fe-Korrosionsprodukte.
	XRD:	Friedelsches Salz ist bis in eine Tiefe von 8 cm vorhanden.

Fortführung Tab. A-4

Beaufschlagungsfeld	Messergebnisse Versuchsbauwerk 1	
NaCl-Feld	Nasschemische Chloridanalyse:	Zunahme des quantitativen Chloridgehaltes in Abhängigkeit der Beaufschlagungsdauer. Die Ergebnisse der Chloridanalysen sind in der Abb. 3-20 gezeigt.
	→ Adaptive Simulationsberechnung anhand der Anodenleitmessung und der Chloridgehaltsanalyse siehe Kap. 5	

Tab. A-5: VB 2: Übersicht der analytisch gewonnenen Messergebnisse

Beaufschlagungsfeld	Messergebnisse Versuchsbauwerk 2	
Frei Bewittert / Karbonatisierung	Visuelle Beurteilung:	Keine erkennbaren Schäden.
	Karbonatisierungstiefe:	3 mm (8/2005)
	→ Keine Verwendung für die adaptive Simulationsberechnung	
Essigsäure Pufferlösung	Visuelle Beurteilung:	Starker Oberflächenabtrag durch lösenden Angriff. Die korrodierte Betonschicht wird durch die Beaufschlagungslösung abgetragen.
	Korrosionstiefe:	ca. 65 mm (8/2005) Es liegen gut nachvollziehbare Tiefenmessungen der korrodierten Betonschicht vor.
	pH-Wert Messung mit Phenolphthalein	Der Farbumschlag erfolgt 1,5–5 mm unter der entfestigten Betonschicht.
	Die manuellen Untersuchungen korrelieren nicht mit den sensortechnisch erfassten Messwerten der Anodenleiter und der MRE (Abb. 3-18) → Verwendung der manuellen Tiefenmessung für die adaptive Simulationsberechnung.	
Natriumsulfat	Visuelle Beurteilung:	Visuell sind Ausblühungen und Treiberscheinungen nur an den Rissverläufen der Vorspannung zu erkennen. In den nicht durch die Vorspannung gerissenen Bereichen sind im Beobachtungszeitraum keine erkennbaren Schäden entstanden
	XRD:	Anstieg der Ettringitkonzentration bis in ca. 25 mm Tiefe. Die XRD Analyse der Ausblühungen ergab Gips, welches sich nur bei hohen Sulfatkonzentrationen bildet, siehe Kap. 2.1.3.
	→ Verwendung für des Ettringitverlaufes (8/2005) für die adaptive Simulationsberechnung	
Ammoniumnitratlösung	Visuelle Beurteilung:	Geringe oberflächennahe Aufrauung
	XRD:	Zeitlich gestaffelte Verringerung des Monokarbonats und Portlandits bis ca. 30 mm Tiefe.
	→ Adaptive Simulationsberechnung anhand der Monokarbonatabnahme	

Fortführung Tab. A-5

Beaufschlagungsfeld	Messergebnisse Versuchsbauwerk 2	
NaCl-Feld	Visuelle Beurteilung:	Keine erkennbaren Strukturschäden, starke Verfärbung der Beaufschlagungslösung und der Rissverläufe aus der Vorspannung durch Fe-Korrosionsprodukte.
	Diskrete Messungen	
	XRD:	Friedelsches Salz ist bis in eine Tiefe von 8 cm vorhanden.
	Nasschemische Chloridanalyse:	Die Chloridanalysen zeigen, dass der Chloridgehalt in den ersten drei Jahren nach Beaufschlagungsbeginn zunimmt und danach annähernd unverändert bleibt. Die Ergebnisse der Chloridanalysen sind in der Abb. 3-21 gezeigt.
	→ Adaptive Simulationsberechnung anhand der Chloridgehaltsanalyse siehe Kap. 5	

Tab. A-6: VB 3: Übersicht der analytisch gewonnenen Messergebnisse

Beaufschlagungsfeld	Messergebnisse Versuchsbauwerk 3	
Frei Bewittert / Karbonatisierung	Visuelle Beurteilung:	Keine erkennbaren Schäden.
	Karbonatisierungstiefe:	3,5 mm (8/2005)
	→ Keine Verwendung für die adaptive Simulationsberechnung	
Essigsäure Pufferlösung	Visuelle Beurteilung:	Starker Oberflächenabtrag durch lösenden Angriff. Die korrodierte Betonschicht wird durch die Beaufschlagungslösung abgetragen.
	Korrosionstiefe:	ca. 21 mm (8/2005) Es liegen gut nachvollziehbare Tiefenmessungen der korrodierten Betonschicht vor.
	pH-Wert Messung mit Phenolphthalein:	Der Farbumschlag erfolgt 1,5-2 mm unter der entfestigten Betonschicht.
	Die manuellen Untersuchungen korrelieren mit den Ergebnissen der Anodenleiter und der Multiringelektrode (siehe Kap. 2.4.2). Wobei die Anodenleiter bei einer verbleibenden Betonüberdeckung von ca. 1,5 cm depassiviert, welches einem zeitlichen Vorlauf von ca. 1,5 Jahren entspricht. Die ausgewerteten Schädigungsinformationen für die automatischen und manuellen Daten sind in der Abb. 3-19 dargestellt. → Verwendung der automatisch erfassten MRE-Daten für die Adaptive Simulationsberechnung	

Fortführung Tab. A-6

Beaufschlagungsfeld	Messergebnisse Versuchsbauwerk 3	
Natriumsulfat	Visuelle Beurteilung:	Visuell sind keine Schäden sichtbar. (8/2005)
	XRD:	Der tiefengestaffelte Vergleich und der Vergleich zwischen den ein Jahr auseinander liegenden Messperioden ergibt keine signifikante Veränderung des Eitringitgehalte.
	→ Keine Verwendung für die adaptive Simulationsberechnung	
Ammoniumnitratlösung	Visuelle Beurteilung:	Geringe oberflächennahe Aufrauung
	Diskrete Messungen	
	XRD:	Verringerung des Monokarbonats und Portlandits bis ca. 20mm Tiefe.
	Die Datenlage erlaubt keine eindeutige Schadensbeurteilung. → Keine Verwendung für die adaptive Simulationsberechnung.	
NaCl – Feld	Visuelle Beurteilung:	Keine erkennbaren Schäden.
	XRD:	Friedelsches Salz ist bis in eine Tiefe von 5,5 cm gem. Messung 8/2005 vorhanden.
	Nasschemische / RFA Chloridanalyse:	Der kritische Chloridgehalt (0,4 M.-% bezogen auf den Beton) ist bis in eine Tiefe von 5,5 cm überschritten. Die Ergebnisse der Chloridanalysen sind in der Abb. 3-22 gezeigt.
	→ Adaptive Simulationsberechnung anhand der Chloridgehaltsanalyse siehe Kap. 5	

Tab. A-7: Betonrezepturen der in den Versuchen im Kap. 3.3.6 und Kap. 4.1.3 verwendeten Versuchskörper

Bauwerk	Beton 1 (BZ_050)	Beton 2 (BZ_055)	Beton 3 (BZ_060)
Betonage	14.07.2005	08.07.2005	21.07.2005
Zement	CEM I 32,5R	CEM I 32,5R	CEM I 32,5R
Zementgehalt	320 kg/m ³	309 kg/m ³	283 kg/m ³
w/z – Wert	0,50	0,55	0,60
Sieblinie	A/B 16	A/B 16	A/B 16
Nachbehandlung	3 Tage in Schalung danach 11 Tage unter Folie	3 Tage in Schalung danach 11 Tage unter Folie	3 Tage in Schalung danach 11 Tage unter Folie
Mittlere Druckfestigkeit nach 28 Tagen	44 N/mm ²	39 N/mm ²	34 N/mm ²

Tab. A-8: Physikalische Materialparameter der Versuchsbauwerke für die Simulationsrechnungen

Bauwerk	Versuchsbauwerk 1	Versuchsbauwerk 2	Versuchsbauwerk 3
Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl	213	100	100
Maximale freie Wasseraufnahme* [Vol.-%]	7,02	10,75	10,18
Vakuumwasseraufnahme [Vol.-%]	10,32	12,81	11,31
Trockenrohddichte* [kg/dm ³]	2,25	2,17	2,23
Luftporengehalt [Vol.-%]	0,95	1,10	3,50
Flüssigkeitsaufnahmekoeffizient* [(kg/m ²)/s ^{0,5}]			
Wasser	0,00221	0,00391	0,00310
Essigsäure Pufferlösung	0,00093	0,0028	-
Natriumsulfatlösung	0,00211	0,00489	0,0032
Ammoniumnitratlösung	0,00216	0,00468	0,00231
Konzentrierte NaCl-Lösung	0,00238	0,00468	0,00207
Diffusionskoeffizient für Cl ⁻ [10 ⁻¹² m ² /s]	0,7000	1,985	2,100
Diffusionskoeffizient für SO ₄ ²⁻ [10 ⁻¹² m ² /s]	0,3036	0,8610	0,9107
Diffusionskoeffizient für NO ₃ ⁻ [10 ⁻¹² m ² /s]	0,6750	1,914	2,025
Diffusionskoeffizient für H ⁺ [10 ⁻¹² m ² /s]	0,7357	2,087	2,207
Diffusionskoeffizient für OH ⁻ [10 ⁻¹² m ² /s]	0,6000	1,701	1,8000

Die mit * gekennzeichneten Materialparameter wurden im Labor bestimmt, die anderen Werte sind geschätzt.

Tab. A-9: Für die Simulation verwendete Phasen.

	chemische Formel	Bezeichnung
Elementoxide	Al_2O_3	Korund
	CaO	
	Fe_2O_3	$\alpha - Fe_2O_3$
	K_2O	
	MgO	
	SiO_2	SiO_2 amorph
Karbonate	$CaCO_3$	Kalzit
	$CaCO_3$	Argonite
	$CaCO_3 \cdot MgCO_3$	Dolomit
	$3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot CaCO_3 \cdot 11H_2O$	Monokarbonat
	K_2CO_3	
	Na_2CO_3	$\beta - Na_2CO_3$
Karbonate	Na_2CO_3	$\alpha - Na_2CO_3$
	$NaHCO_3$	
	$MgCO_3$	
einfache Hydroxyde	$Al(OH)_3$	$Al(OH)_3$ amorph
	$Al(OH)_3$	$\gamma - Al(OH)_3$ Gibbsite
	$AlOOH$	$\gamma - AlOOH$ Böhmit
	$Ca(OH)_2$	Portlandit
	$Fe(OH)_3$	$Fe(OH)_3$ amorph
	$FeOOH$	
	KOH	
	$Mg(OH)_2$	Bruzit
	$NaOH$	
einfache Sulfate	$CaSO_4$	Anhydrit
	$CaSO_4 \cdot 2H_2O$	Gips
	$Na_2SO_4 \cdot 10H_2O$	
Chloride	$3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot CaCl_2 \cdot 10H_2O$	Friedel'sches Salz
	$NaCl$	
Acetate	$NaC_2H_3O_2 \cdot 3H_2O$	
	$Ca(C_2H_3O_2)_2 \cdot 6H_2O$	
	$Fe_3(OH)_2 AC_7H_2O$	
Klinkerphasen	$3CaO \cdot Al_2O_3$	C_3A
	$4CaO \cdot Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3$	C_4AF
	$2CaO \cdot SiO_2$	$\beta - C_2S$
	$3CaO \cdot SiO_2$	C_3S
Alumo-Silikate	$2CaO \cdot Al_2O_3 \cdot SiO_2 \cdot 8H_2O$	Strätlingite
Gase und Flüssigkeiten.	CO_2	Gas
	H_2O	Wasser

Fortführung Tab. A-9

	chemische Formel	Bezeichnung
C-S-H-Endglieder	$4CaO \cdot 3SiO_2 \cdot 1,5H_2O$	
	$6CaO \cdot 6SiO_2 \cdot H_2O$	
	$5CaO \cdot 6SiO_2 \cdot 5,5H_2O$	
	$CaO \cdot 2SiO_2 \cdot 2H_2O$	
	$2CaO \cdot 3SiO_2 \cdot 2,5H_2O$	
	$2CaO \cdot SiO_2 \cdot 1,17H_2O$	
	$3CaO \cdot 2SiO_2 \cdot 3H_2O$	
Aluminiumverbindungen	$3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot CaSO_4 \cdot 12H_2O$	Al-Monosulfat
	$3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$	Al-Ettringit
	$3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 6H_2O$	C_3AH_6
Eisenverbindungen	$3CaO \cdot Fe_2O_3 \cdot CaSO_4 \cdot 12H_2O$	Fe-Monosulfat
	$3CaO \cdot Fe_2O_3 \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$	Fe-Ettringit
Hydrotalkite	$4Mg(OH)_2 \cdot 2Al(OH)_3 \cdot 3H_2O$	OH-Hydrotalkit
	$Mg_{0,75} \cdot Al_{0,25} \cdot (OH)_3 \cdot 3H_2O$	CO ₂ -Hydrotalkit
	$4Mg(OH)_2 \cdot 2Al(OH)_3$	OH-Hydrotalkit (amorph)
	$4MgO \cdot Al_2O_3 \cdot 10H_2O$	Hydrotalkit
Gelöste neutrale Teilchen	CaCO ₃ (aq)	
	CO ₂ (aq)	
	H ₂ CO ₃ (aq)	
	NaHCO ₃ (aq)	
	CH ₃ COO (aq)	
Positiv geladene Teilchen	Al ³⁺	
	Ca ²⁺	
	Fe ³⁺	
	H ⁺	
	K ⁺	
	Mg ²⁺	
	Na ⁺	
	NH ₄ ⁺	
Negativ geladene Teilchen	Al(OH) ₄ ⁻	
	Cl ⁻	
	CO ₃ ²⁻	
	Fe(OH) ₄ ⁻	
	HCO ₃ ⁻	
	NO ₃ ⁻	
	OH ⁻	
	SO ₄ ²⁻	
	Cl ⁻	
	CH ₃ COO ⁻	

Tab. A-10: Sorptionsisotherme der Betone

Relative Feuchte [%]	Feuchte [Vol%] VB 1	Feuchte [Vol%] VB 2	Feuchte [Vol%] VB 3
0	0,00	0,00	0,00
10	0,39	0,59	0,56
20	0,83	1,24	1,17
30	1,32	1,96	1,86
40	1,86	2,77	2,63
50	2,47	3,68	3,49
60	3,16	4,72	4,47
70	3,96	5,90	5,59
80	4,87	7,27	6,88
90	5,94	8,86	8,39
100	7,21	10,75	10,18

Tab. A-11: Versuchskörperdaten für die Beanspruchung durch kalklösende Kohlensäure

Bauwerk	Beton (1)	Beton (2)	Beton (3)
Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl	100	100	100
Maximale freie Wasseraufnahme* [Vol.-%]	9,34	9,28	13,61
Vakuumwasseraufnahme [Vol.-%]	11,01	9,96	16,88
Trockenrohddichte* [kg/dm ³]	2,34	2,35	2,22
Diffusionskoeffizient für Ct [10^{-12} m ² /s]	9,00	2,10	4,40
Luftporengehalt [Vol%]	3,00	3,00	3,00
Flüssigkeitsaufnahmekoeffizient* [(kg/m ²)/s ^{0,5}]	0,0212	0,0025	0,0041

Tab. A-12: Phasenzusammensetzung des verwendeten CEM I 32,5 R gemäß Herstellerangaben

	VB 1	VB 2	VB 3	Beton (1)/(2)/(3)
C3S [M.-%]	49,5	64,3	63,4	62,5
C2S [M.-%]	22,4	9,8	11,5	13,6
C3A [M.-%]	13,5	12,2	10,8	11,4
C4AF [M.-%]	5,8	4,8	4,6	4,5
PZ-Anteil [M.-%]	-	-	-	-
Zementgehalt [kg/m ³]	340	340	300	320/300/230
Zuschlag (innert) [kg/m ³]	1869	1716	1716	1801/1717/1858
C3S	49,5	64,3	63,4	62,5

A.2. Abbildungsanhang

A.2.1. Wassereindringverhalten bei Versuchskörpern mit vor der Betonage eingebrachter Materialien



Abb. A-1: Wassereindringfront/Farbverteilung in einem Versuchskörper mit glasfaserverstärktem Kunststoff-Bewehrungsstab.

Längs des Bewehrungsstabes entstand eine Durchnässung der Betonmatrix mit einem Radius, von ca. 1 cm. Die Wasserfront durchdringt längs der Bewehrung den halben Prüfkörper. Der Farbstoff verteilt sich ungleichmäßig, längs des Kontaktbereichs Bewehrungsstab/Zementstein bis in eine Tiefe von ca. 4 cm. Auffällig ist, dass der Farbstoff an den Rippen des Bewehrungsstabes in Fließrichtung ausgefiltert wird.



Abb. A-2: Wassereindringfront/Farbverteilung in einem Versuchskörper mit Bewehrungsstab aus Edelstahl A4/Bst 500 NR.

Längs des Bewehrungsstahls entstand eine Durchnässung der Betonmatrix mit einem Radius, von ca. 2 cm. Die Wasserfront durchdringt längs der Bewehrung zwei Drittel des Prüfkörpers. Der Farbstoff verteilt sich ungleichmäßig längs des Kontaktbereichs Stahl/Zementstein bis in eine Tiefe von ca. 4 cm.



Abb. A-3: Wassereindringfront/Farbverteilung in einem Versuchskörper mit Kunststoffzylinder.

Bis in eine Tiefe von ca. 6 cm ist der Kunststoffzylinder von dem eingedrungenen Wasser keilförmig, in die Tiefe abnehmend ummantelt. Die mittlere Ummantelung beträgt ca. 4 cm.

Der Farbstoff verteilt sich ungleichmäßig in der Mantelfläche bis in eine Tiefe von ca. 5 cm.



Abb. A-4: Wassereindringfront/Farbverteilung in einem Versuchskörper mit Feldstein aus Quarzgestein.

Der Feldstein mit einer Einbautiefe von ca. 18 cm und einem abnehmenden mittleren Durchmesser von ca. 7 cm wird vom eindringenden Wasser bis in eine Tiefe von ca. 12 cm ummantelt. Die Manteldicke nimmt von der Oberfläche zum Fußpunkt des Körpers ab und beträgt ab ca. 6 cm Tiefe ca. einen Zentimeter. Der Farbstoff verteilt sich im oberen Drittel der Kontaktfläche gleichmäßig, mit in der Tiefe abnehmender Intensität. Ab dem zweiten Drittel bilden sich nur noch schwache, wolkige Farbschattierungen aus, die bis zum Fußpunkt des Feldsteins zu erkennen sind.

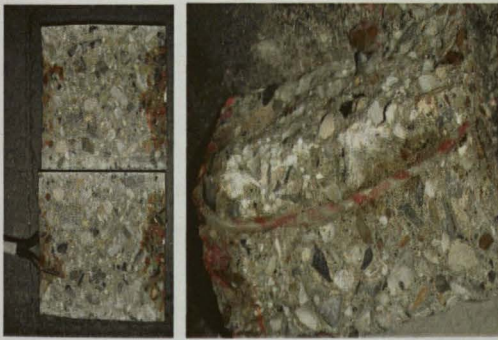


Abb. A-5: Wassereindringfront/Farbverteilung in einem Versuchskörper mit Kabel aus PVC.

Während der Versuchsdauer von drei Tagen durchdringt das Beaufschlagungswasser vollständig den Versuchskörper längs des Kabelweges und tritt an der Unterseite des Körpers wieder aus. Längs des Kabelweges entsteht eine Durchnässung mit einem Radius von 0 bis 2 cm. Der Farbstoff verteilt sich ungleichmäßig längs des Kabelweges.

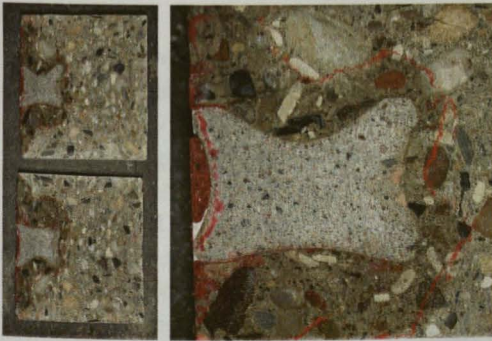


Abb. A-6: Wassereindringfront/Farbverteilung in einem Versuchskörper mit Abstandhalter aus Fasermörtel.

Der Abstandhalter wird vollständig von dem eindringenden Wasser ummantelt. Die Wassereindringtiefe stoppt ca. 1 cm unterhalb des Abstandhalters. Der Farbstoff bildet einen dünnen Farbsaum an der Grenzfläche Abstandhalter/Betonmatrix. Der Abstandhalter selbst weist nur eine Wassereindringtiefe von wenigen Millimetern auf.

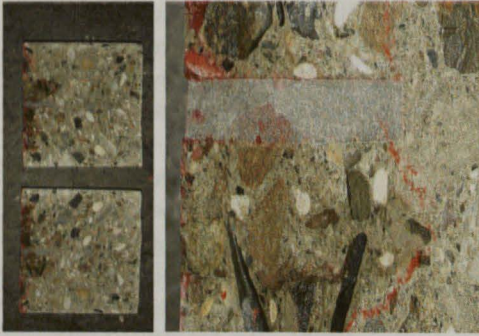


Abb. A-7: Wassereindringfront/Farbverteilung in einem Versuchskörper mit Mörtelkörper mit hohem Flugascheanteil.

Der Mörtelkörper (geplanter Sensorträger) ist teilweise von der eindringenden Wasserfront ummantelt.

Der Einfluss auf die Wassereindringtiefe ist nicht eindeutig der Verbundzone zuzuordnen, da die Wassereindringfront größer ist als die Abmessungen des Mörtelkörpers. Der Farbstoff umgibt den Mörtelkörper bis zum Fußpunkt mit einem dünnen Farbsaum.



Abb. A-8: Wassereindringfront/Farbverteilung in einem Versuchskörper mit Bohrkern (gleiche Betonrezeptur, $\varnothing = 3 \text{ cm}$, $l = 10 \text{ cm}$).

Der Bohrkern wird von einer keilförmigen Wassereindringfront bis in eine Tiefe von ca. 10 cm (entspricht der Länge des Bohrkerns) ummantelt. Auffällig ist die Durchnässung des Bohrkerns auf der gesamten Länge. Der Farbstoff färbt die Grenzfläche zwischen Bohrkern und Betonmatrix bis in eine Tiefe von ca. 4 cm mit in die Tiefe abnehmender Intensität rot ein.



Abb. A-9: Wassereindringfront/Farbverteilung in einem Versuchskörper mit Bohrkern (gleiche Betonrezeptur, $\varnothing = 8 \text{ cm}$, $l = 10 \text{ cm}$).

Bei diesem Versuchskörper ist die Wassereindringtiefe beim Bohrkern und dem angrenzenden Beton unterschiedlich. Der Bohrkern weist eine geringere Eindringtiefe auf als der angrenzende neue Beton. Dabei dringt das Wasser durch den neuen Beton über die Mantelfläche des Bohrkerns bis ca. 2 cm in den Bohrkern ein. Die Wassereindringtiefe beträgt im Bohrkern ca. 3 cm und im Beton ca. 4 cm. Im neuen Beton zeichnet sich eine zweite, nicht so klare Wasserfront ab, die ca. 10 cm in den Beton eingedrungen ist. Die Intensität der feuchtebedingten Verdunkelung des Betons ist jedoch deutlich geringer als in den oberen 4 cm. An der Innenmantelfläche (Mantelfläche des Bohrkerns) sind keine verstärkten Transportprozesse sichtbar. Der Farbstoff dringt nur ca. 2 cm tief im Verbundbereich ein.



Abb. A-10: Wassereindringfront/Farbverteilung bei einer nicht präparierter Wasserplatte (Vergleichskörper)

Zur Einordnung der gemessenen Wassereindringtiefen wurde neben der Betonage der oben aufgeführten Versuchskörper ein Vergleichskörper hergestellt (gem. *DIN EN 12390-8* [58]).

Die Wassereindringtiefe beträgt bei diesem Körper im Mittel 3 cm und entspricht damit der bei anderen Versuchen mit der gleicher Betonrezeptur gemessenen Wassereindringtiefe

A.2.2. Wassereindringverhalten bei Versuchskörpern mit Bohrhammerbohrung



Abb. A-11: Wassereindringtiefe nach Bohrhammerbohrung an 54 Tage alter Prüfplatten mit einer 28 Tage-Festigkeit von 44 N/mm^2 .

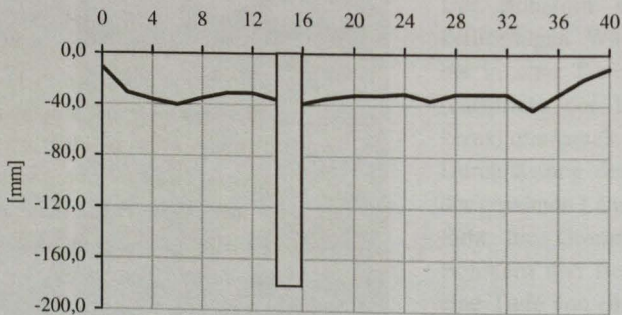


Abb. A-12: Wassereindringtiefe nach Bohrhammerbohrung an 54 Tage alter Prüfplatten mit einer 28 Tage-Festigkeit von 39 N/mm^2 .

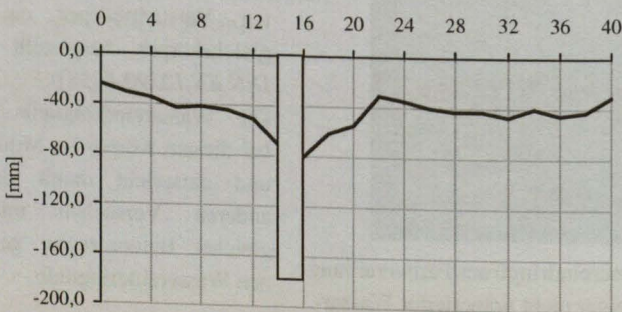


Abb. A-13: Wassereindringtiefe nach Bohrhammerbohrung an 54 Tage alter Prüfplatten mit einer 28 Tage-Festigkeit von 34 N/mm^2 .

A.2.3. Einfluss der Wasserlagerung auf den Gasaustausch

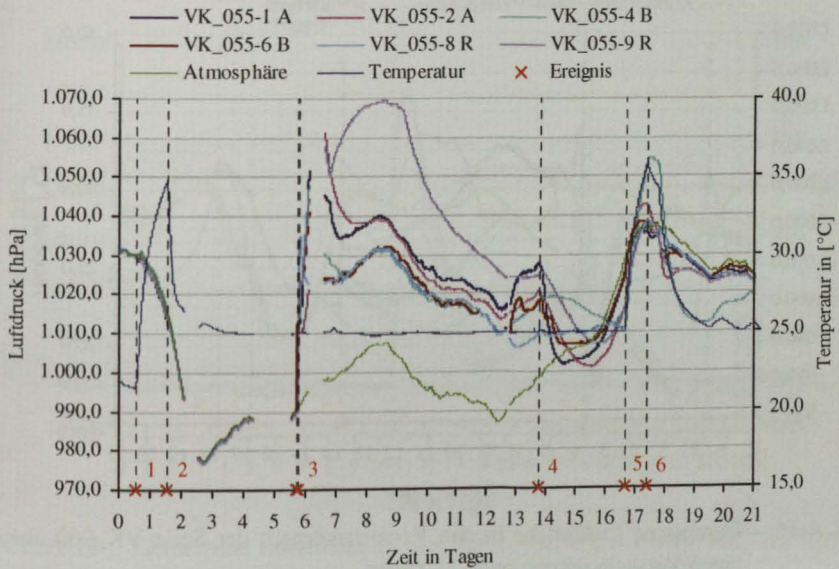


Abb. A-14: Gemessene Luftdrücke in den Versuchskörpern der Serie VK_055 über einen Versuchszeitraum von 21 Tagen.

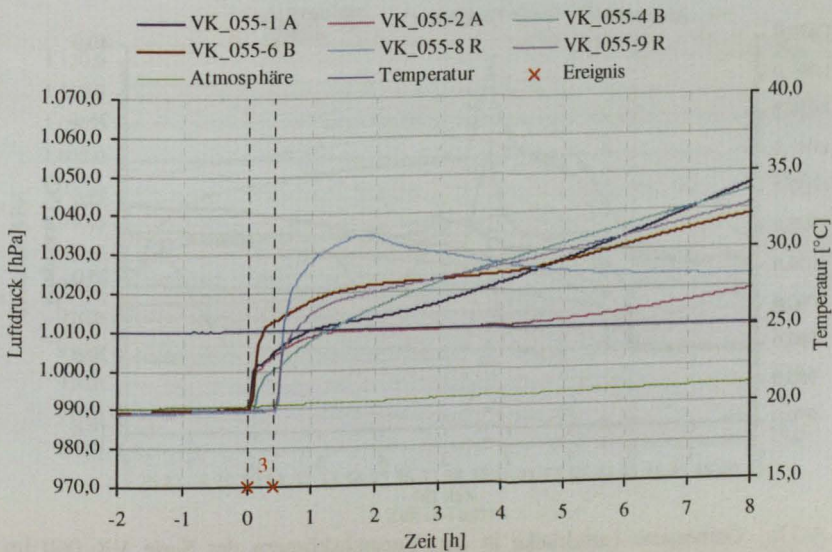


Abb. A-15: Gemessene Luftdrücke in den Versuchskörpern der Serie VK_055 im Zeitraum einer Beaufschlagung (Detail).

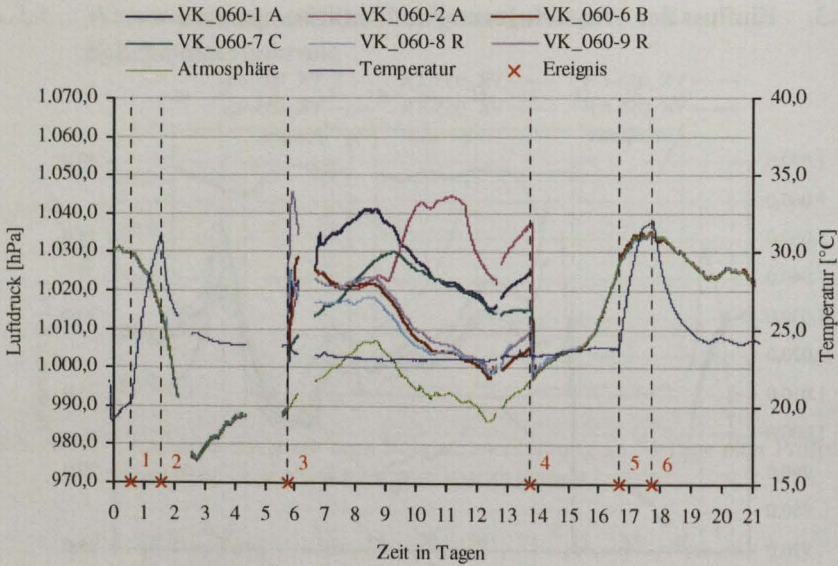


Abb. A-16: Gemessene Luftdrücke in den Versuchskörpern der Serie VK_060 über einen Versuchszeitraum von 21 Tagen.

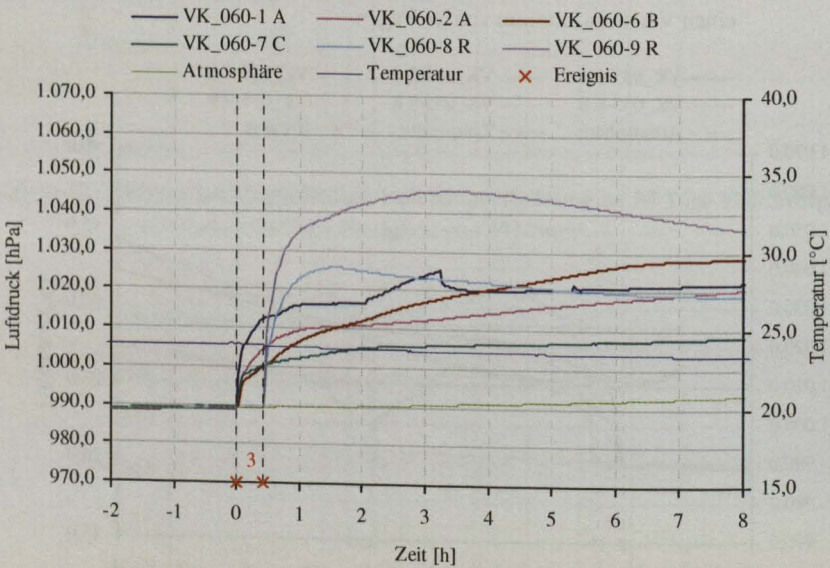


Abb. A-17: Gemessene Luftdrücke in den Versuchskörpern der Serie VK_060 im Zeitraum einer Beaufschlagung (Detail).

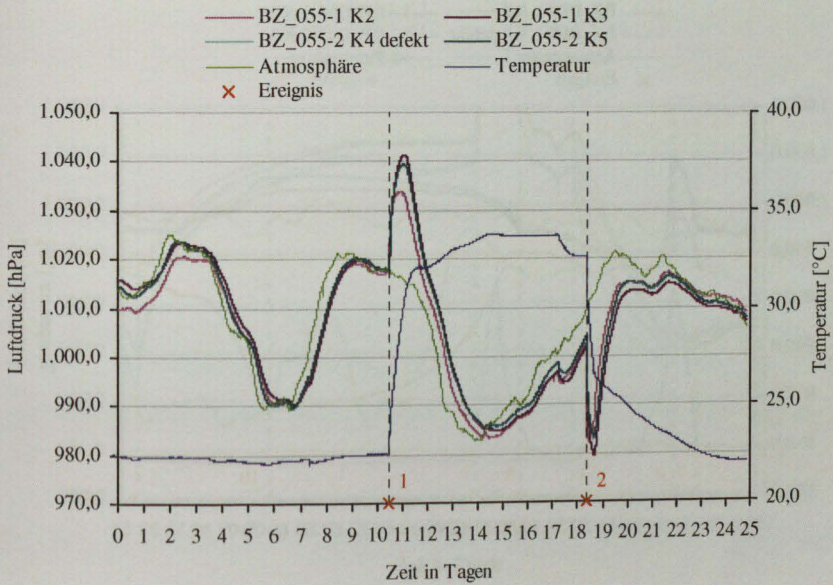


Abb. A-18: Gemessene Luftdrücke in den Betonzyllindern der Serie BZ_055 über 1. Teil des Versuchszeitraumes von 75 Tagen.

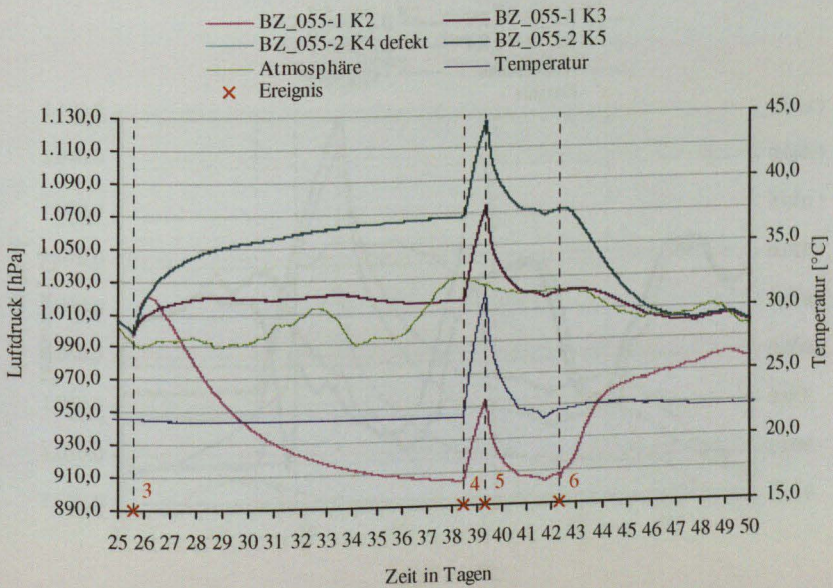


Abb. A-19: Gemessene Luftdrücke in den Betonzyllindern der Serie BZ_055 über 2. Teil des Versuchszeitraumes von 75 Tagen.

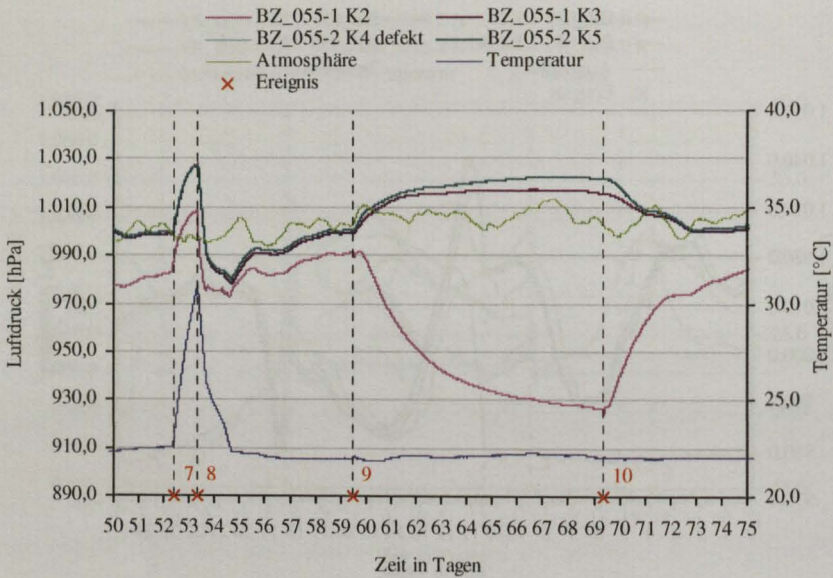


Abb. A-20: Gemessene Luftdrücke in den Betonzylindern der Serie BZ_055 über 3. Teil des Versuchzeitraumes von 75 Tagen.

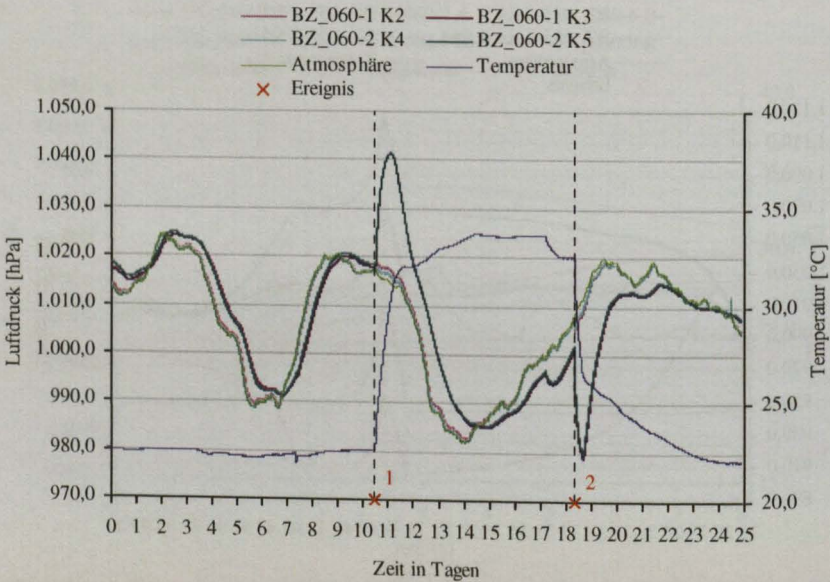


Abb. A-21: Gemessene Luftdrücke in den Betonzylindern der Serie BZ_060 über 1. Teil des Versuchzeitraumes von 75 Tagen.

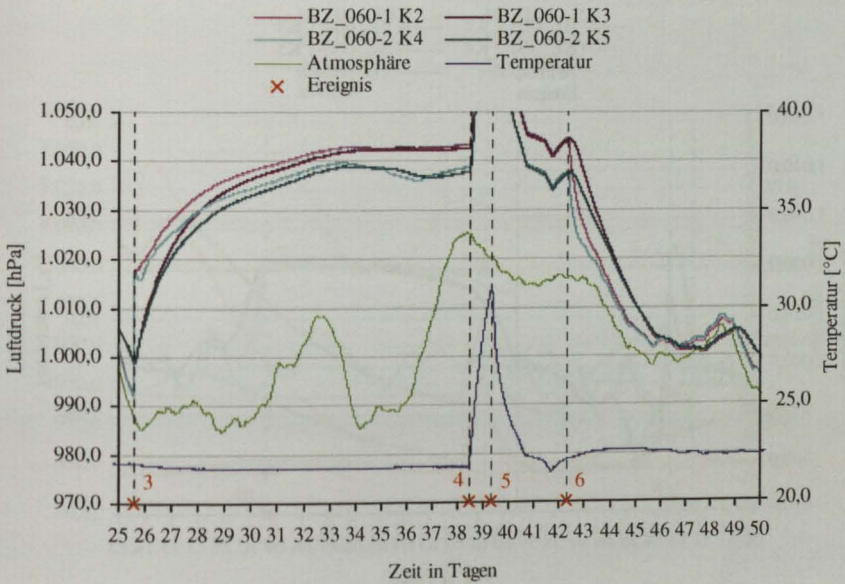


Abb. A-22: Gemessene Luftdrücke in den Betonzylindern der Serie BZ_060 über 2. Teil des Versuchszeitraumes von 75 Tagen.

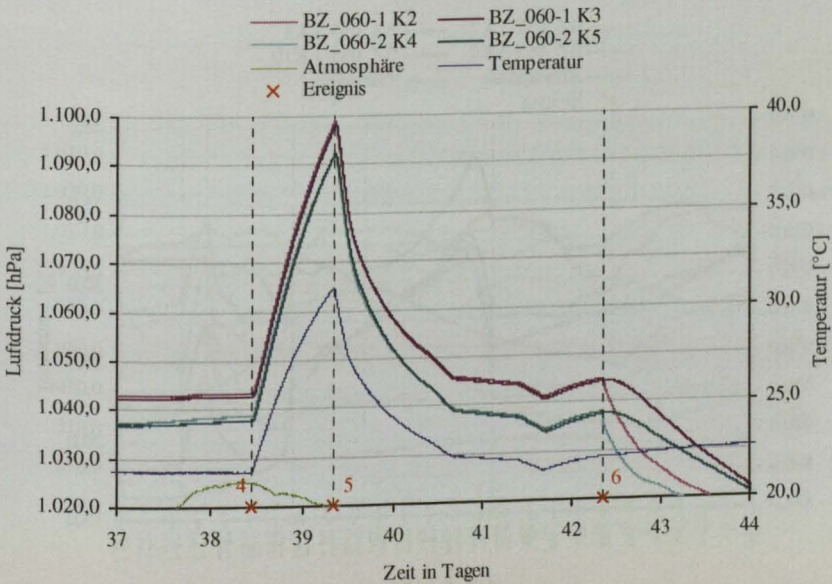


Abb. A-23: Gemessene Luftdrücke in den Betonzylindern der Serie BZ_060 während des Temperaturzyklus im Versuchszeitraum vom 37. bis 44. Tag (Detail aus Abb. 4-22).

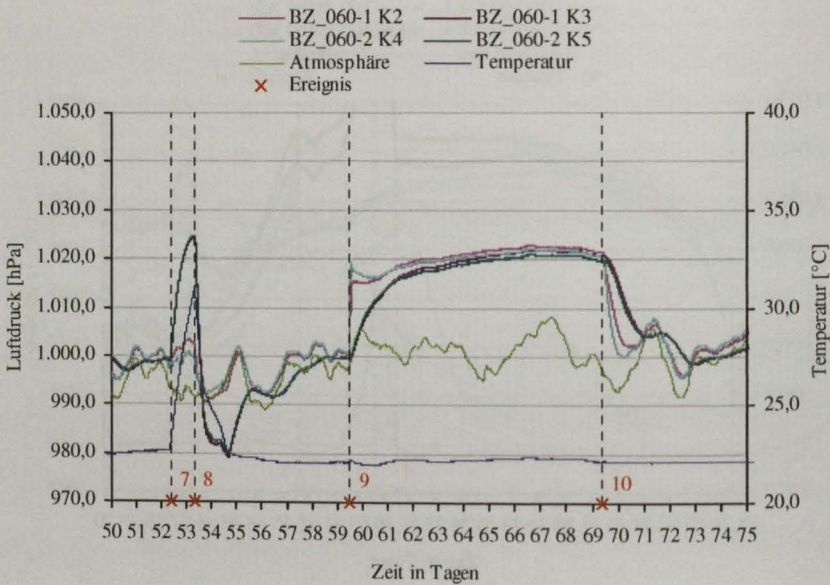


Abb. A-24: Gemessene Luftdrücke in den Betonzylindern der Serie BZ_060 über 3. Teil des Versuchszeitraumes von 75 Tagen.

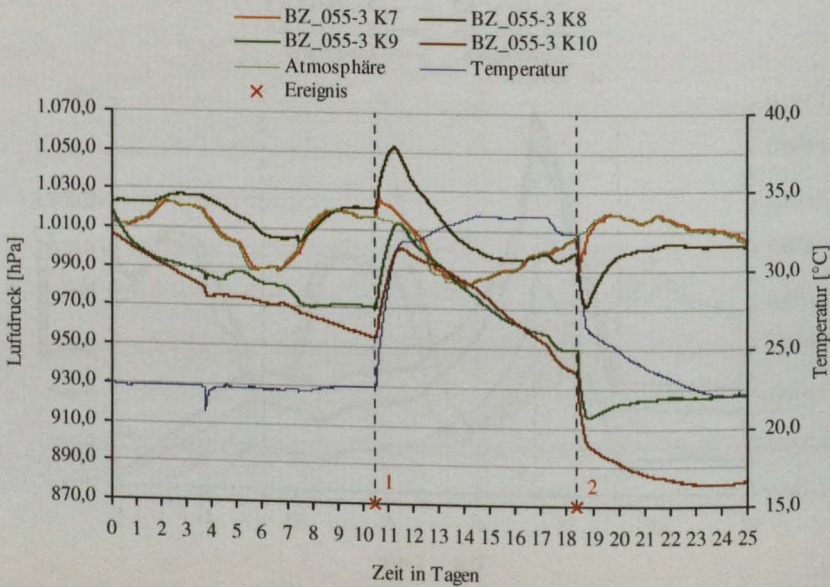


Abb. A-25: Gemessene Luftdrücke im BZ_055-3 über 1. Teil des Versuchszeitraumes von 75 Tagen.

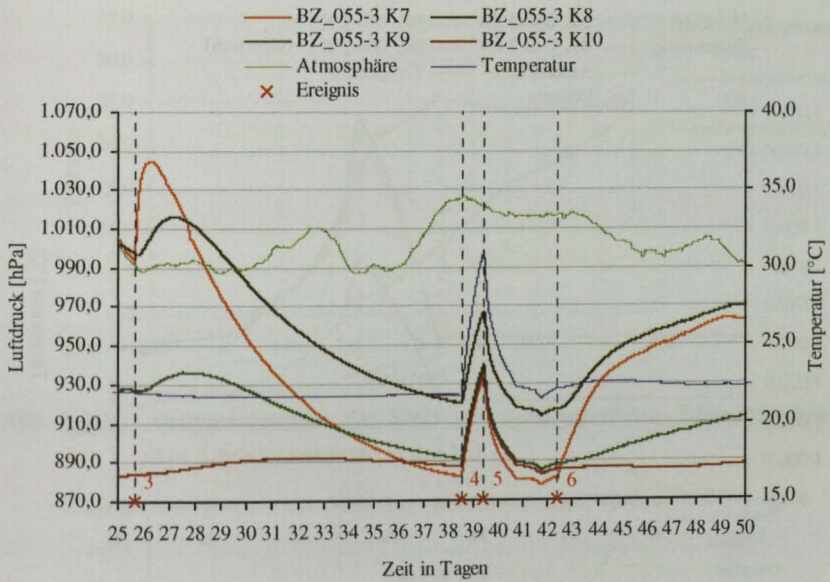


Abb. A-26: Gemessene Luftdrücke im BZ_055-3 über 2. Teil des Versuchszeitraumes von 75 Tagen.

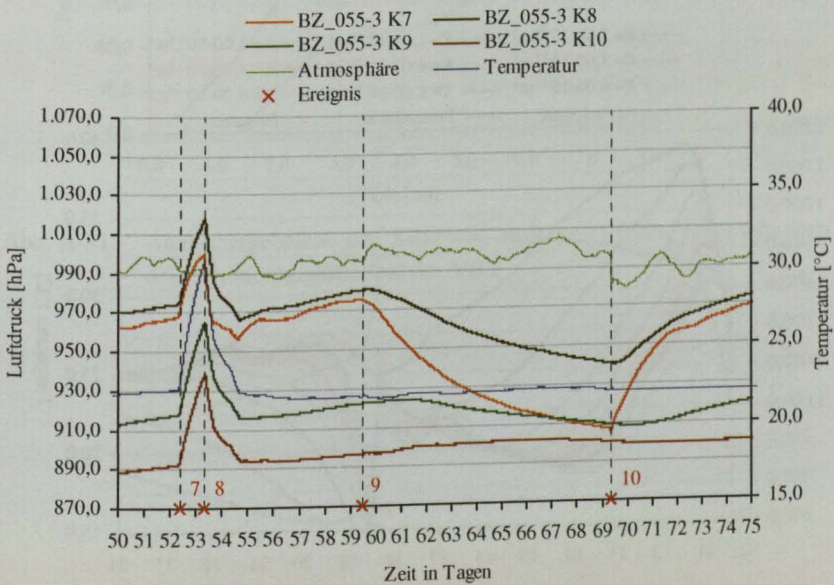


Abb. A-27: Gemessene Luftdrücke im BZ_055-3 über 3. Teil des Versuchszeitraumes von 75 Tagen.

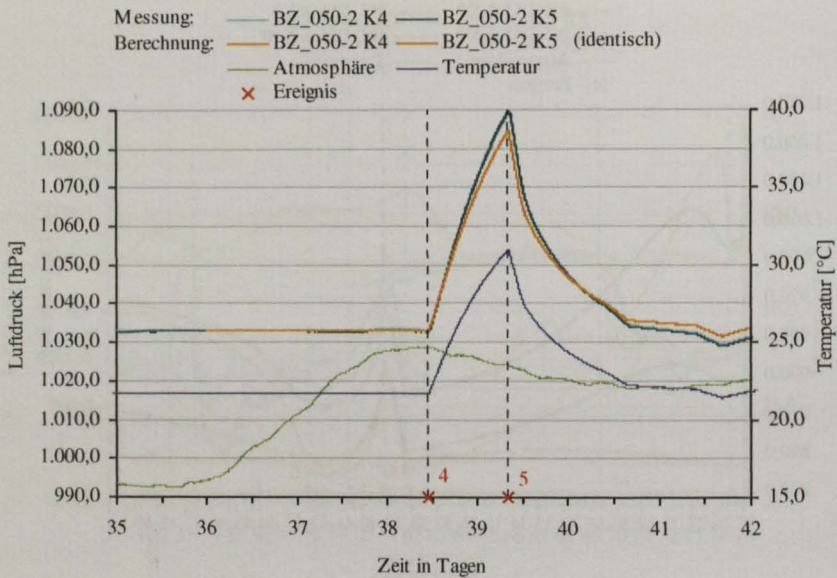


Abb. A-28: Vergleich des gemessenen und des berechneten Luftdruckverlaufs im BZ_050-2 über einen Zeitraum von 7 Tagen.

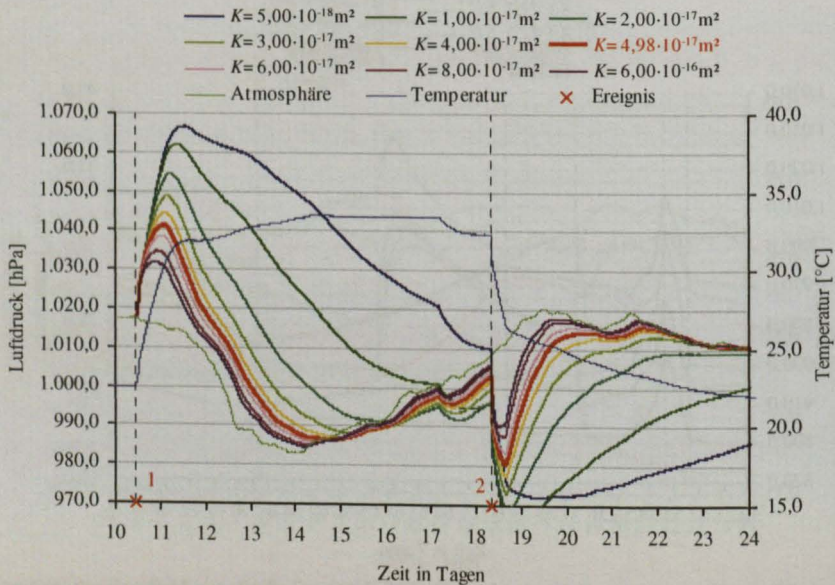


Abb. A-29: Einfluss des Permeabilitätskoeffizienten K auf die Berechnung des Luftdruckes am Beispiel des BZ_050-2 K5.

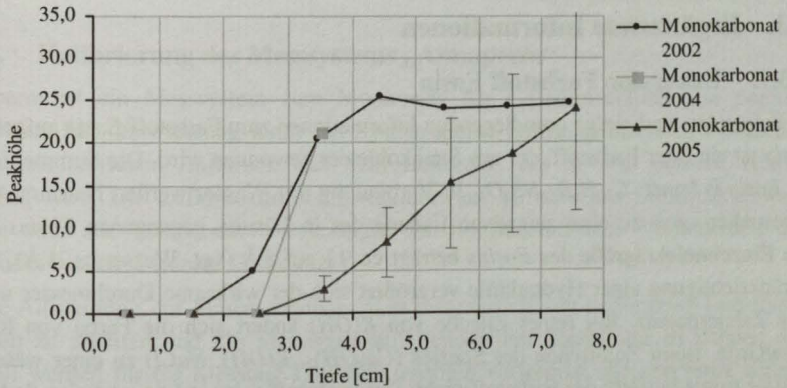


Abb. A-30: Analyseergebnisse der XRD von tiefengestaffelten Materialproben aus dem Ammoniumnitratfeld des VB 2.

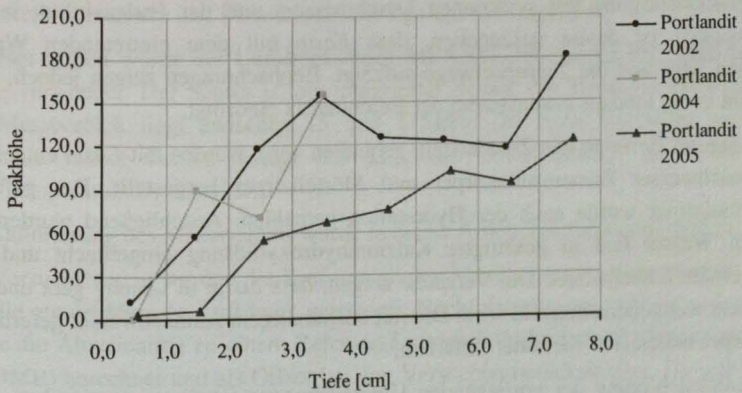


Abb. A-31: Analyseergebnisse der XRD von tiefengestaffelten Materialproben aus dem Ammoniumnitratfeld des VB 2.

A.3. Ergänzende Informationen

A.3.1. Exkursion Farbstoff Eosin

Im Folgenden sind einige grundlegenden Informationen zum Farbstoff *Eosin* aufgeführt. *Eosin* ist ein roter Farbstoff, der aus Steinkohleteer gewonnen wird. Die Summenformel für *Eosin B* lautet: $C_{20}H_6Br_4Na_2O_5$. In Verbindung mit Wasser werden Natrium-Atome abgespalten, was zu einer negativen Ladung des in Lösung gegangenen *Eosins* führt. Die Einzelmolekülgröße des *Eosins* beträgt ca. 11 auf 8 Å (vgl. Wasser ca. 1 Å). Unter Berücksichtigung einer Hydrathülle vergrößert sich der wirksame Durchmesser um ca. eine Zehnerpotenz. Bei reiner Zugabe von $K(OH)$ ändert sich die Farbe von Rot zu Blau/Grün. Beim Zumischen der Spezies ($Ca(OH)_2$, $K(OH)$, $NaCl$) zu einer wässrigen *Eosin*-Lösung entfärbt der Farbstoff nicht. Der Farbstoff zeigt in Lösung keine Sedimentation (Beobachtungszeit 30 Tage), die eine Ausfilterung im Porensystem begünstigen würde.

Unter Berücksichtigung des wirksamen Durchmessers und der Farbstabilität in der Porenflüssigkeit ist davon auszugehen, dass *Eosin* mit dem eintretenden Wasser mitgetragen wird und die Transportwege aufzeigt. Beobachtungen zeigen jedoch, dass *Eosin* nicht in ein intaktes Porensystem der Betonmatrix eindringt.

Zur Klärung, ob *Eosin* an den Zementstein gebunden wird, wurden mit *Eosin* eingefärbtem Anmachwasser Zementsteinkörper und Mörtelkörper hergestellt. Der gefärbte Zementsteinkörper wurde nach der Hydratation gemahlen. Anschließend wurden die Proben in Wasser und in gesättigter Kalziumhydroxydlösung eingebracht und das Ausfärbverhalten beobachtet. Die Versuche zeigen, dass *Eosin* in Lösung geht und der Zementstein weitgehend entfärbt wird. Die mit eosinhaltigem Anmachwasser gefertigten Mörtelkörper ließen sich ebenfalls entfärben.

Unter Berücksichtigung der vorliegenden Untersuchungen ist davon auszugehen, dass *Eosin* physikalisch im Porensystem der Betonmatrix ausgefiltert wird, obwohl der Durchmesser des *Eosin*-Moleküls einen mit der Wasserfront fortschreitenden Transport erwarten lässt.

Da die Ursache für die Ausfilterung des Farbstoffes ist nicht abschließend geklärt ist, wird in dieser Arbeit die beobachtete Farbverteilung bei wassergebundenen Stofftransporten in der Betonmatrix nur phänomenologisch berücksichtigt. *Eosin* wird in dieser Arbeit bei verschiedenen Versuchen zur Kennzeichnung von grobporigen Bereichen in der Betonmatrix eingesetzt.

A.3.2. Kalibrierung des Messsystems „Atmoperm“

Atmoperm ist ein Messsystem zum Monitoring der Gaspermeabilität von porösen Baustoffen. Für die Messung nutzt das System kleine Luftdruckdifferenzen zwischen dem atmosphärischen Luftdruck und dem Luftdruck, der in dem porösen Körper gemessen wird. Die Luftdruckdifferenz resultiert aus klimatischen Luftdruckschwankungen oder aus Temperaturveränderungen die im Baustoff eine Veränderung des Luftdrucks bewirken (ideale Gasgesetz).

Für die Auswertung der Messergebnisse ist es erforderlich, mit kalibrierten Luftdrucksensoren zu arbeiten und die Messwerte auf Plausibilität überprüfen zu können. Idealfall werden für die Messung Luftdrucksensoren verwendet, die von einer zertifizierten Kalibrierstelle überprüft wurden und in vorgegebenen Intervallen wiederholt überprüft werden müssen. Dieses sehr aufwendige und kostenintensive Vorgehen ist in vielen Fällen nicht zu rechtfertigen. Daher wurde die Kalibrierung des Systems mittels eines Referenzsensors und Plausibilitätsüberlegungen durchgeführt.

In dieser Arbeit wurde der Luftdrucksensor MPXA4115A der Fa. Freescale Semiconductor verwendet. Der Sensor ist ein integrierter Sensor mit Temperaturkompensation. Der Messbereich liegt zwischen 15 und 115 kPa. Der vom Hersteller angegebene maximale Offset Fehler beträgt 1,5 kPa, die Offsetstabilität ca. 0,5 kPa nach 1000 Temperatur-/Druckzyklen.

Die Kalibrierung des Messsystems wurde in dieser Arbeit wie folgt durchgeführt:

Vor Versuchsbeginn wurden die Sensoren an den Messcomputer angeschlossen und der aktuelle atmosphärische Luftdruck gemessen. Nachfolgend wurde für jeden Luftdrucksensor die Abweichung zu einem Referenz-Luftdruck (kalibrierter Luftdruckaufnehmer des iBMB) berechnet und als Offset bei den Versuchen berücksichtigt. Da während der Versuchsdurchführung keine erneute Kalibrierungen der Sensoren möglich war, wurden die Messdaten nachträglich auf Plausibilität überprüft und falls notwendig korrigiert. Der atmosphärische Luftdrucksensor wurde während der Versuchsdurchführung anhand der Luftdruckmessdaten des iBMB kontrolliert und kalibriert. Bei der Kalibrierung wird davon ausgegangen, dass der Fehler über den relevanten Messbereich linear ist und über den zu korrigierenden Zeitabschnitt konstant ist.

Für die Plausibilitätskontrollen bei konstanter Temperatur gilt:

- Wenn der atmosphärische Luftdruck und der im Baustoff gemessene Luftdruck über einen Zeitraum konstant sind, ist der Luftdruck an beiden Sensoren identisch.
- Wenn der atmosphärische Luftdruck niedriger ist, als der im Baustoff gemessene Luftdruck, muss der gemessene Luftdruck im Baustoff sinken.
- Wenn der atmosphärische Luftdruck höher ist, als der im Baustoff gemessene Luftdruck, muss der gemessene Luftdruck im Baustoff steigen.

Unter Verwendung dieser Bedingungen kann das Messsystem überprüft und die Daten falls notwendig korrigiert werden.

Die Abb. A-32 und Abb. A-33 zeigen einen Detailbereich der Abb. 4-25. Die Abhängigkeit der Luftdruckverläufe vom atmosphärischen Luftdruck ist gut zu erkennen. Ein Offsetfehler von nur 1 hPa würde beim K3 im Zeitraum Tag 2 zu Tag 3 zu einer Unplausibilität führen, die aber nachträglich korrigiert werden kann.

Die Korrektur erfolgt in den durchgeführten Versuchen unter Verwendung der Gleichung (A.1). Die Bestimmung von b_I und b_{II} erfolgt entweder interaktiv oder unter Verwendung der Gleichungen (A.2).

$$p_{kal} = p_{MW} \cdot b_I + b_{II} \quad (\text{A.1})$$

$$b_I = \frac{2 \cdot (p_1 \cdot p_{R1} + p_2 \cdot p_{R2}) - (p_1 + p_2) \cdot (p_{R1} - p_{R2})}{2 \cdot (p_1^2 + p_2^2) - (p_1 + p_2)^2} \quad (\text{A.2})$$

$$b_{II} = \frac{(p_{R1} + p_{R2}) \cdot (p_1^2 + p_2^2) - (p_1 + p_2) \cdot (p_{R1} \cdot p_1 + p_{R2} \cdot p_2)}{2 \cdot (p_1^2 + p_2^2) - (p_1 + p_2)^2}$$

- mit p_{kal} kalibrierter Luftdruck [hPa]
 p_{MW} Messwert des Luftdruck [hPa]
 b_I Kalibrierungskonstante I für einen Zeitabschnitt
 b_{II} Kalibrierungskonstante II für einen Zeitabschnitt
 p_1 gemessener hoher Luftdruck
 p_2 gemessener niedriger Luftdruck
 p_{R1} hoher Referenzluftdruck
 p_{R2} niedriger Referenzluftdruck

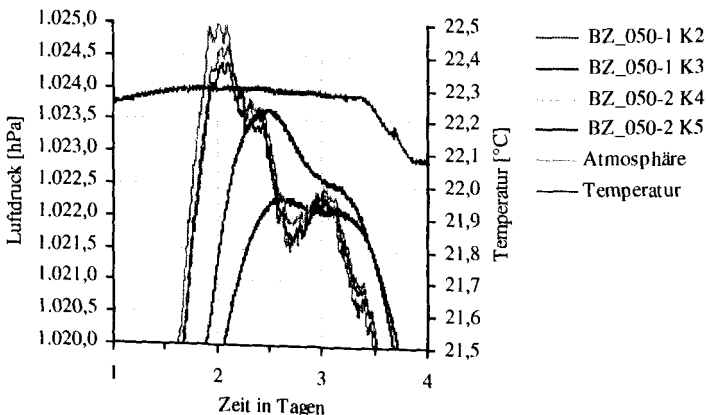


Abb. A-32: Kalibrierung (Maximum).

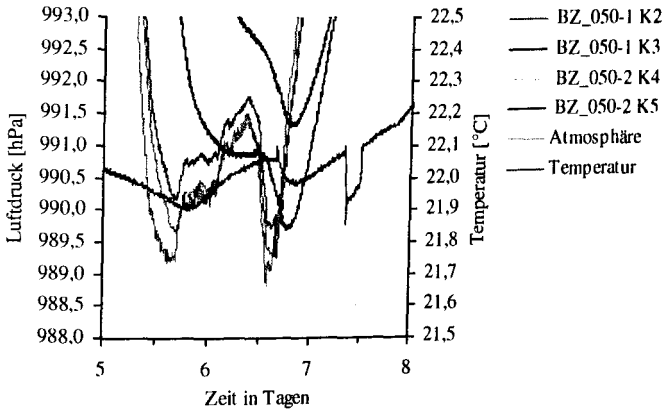


Abb. A-33: Kalibrierung (Minimum).

Digitaldruck und Einband · Buchbinderei Wolfram Schmidt · Braunschweig
Telefon: 0531 / 33 75 89 · E-Mail: info@schmidt-buch-druck.de