

# Dauerhaftigkeit von Betonen

**T 2297**

T 2297

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Die Originalmanuskripte wurden reprototechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprototechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

Vervielfältigung, auch auszugsweise,  
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

**Fraunhofer IRB Verlag**

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

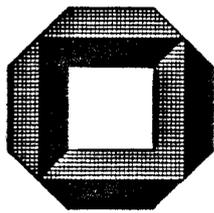
Postfach 80 04 69  
70504 Stuttgart

Nobelstraße 12  
70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00  
Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail [irb@irb.fraunhofer.de](mailto:irb@irb.fraunhofer.de)

[www.baufachinformation.de](http://www.baufachinformation.de)



# Massivbau Baustofftechnologie Karlsruhe

Schlußbericht zum Forschungsauftrag  
der Forschungsgemeinschaft Transportbeton e.V. (FTB)  
und  
Schlußbericht zum Forschungsauftrag  
des Instituts für Bautechnik, Berlin

## Dauerhaftigkeit von Betonen

2. überarbeitete Fassung

H. K. Hilsdorf

K. Schönlin

F. Burieke

Universität Karlsruhe  
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie  
Abteilung Baustofftechnologie  
Leitung: Prof. Dr.-Ing. H.K. Hilsdorf  
1991

## Inhaltsverzeichnis

1.	Einleitung	1
2.	Literaturübersicht	2
2.1	Hydratation des Zementes	2
2.2	Zur Struktur von Zementstein und Beton	3
2.3	Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauten	6
2.3.1	Allgemeines	6
2.3.2	Umgebungsbedingungen	6
2.4	Korrosionsmechanismen	7
2.4.1	Allgemeines	7
2.4.2	Mechanische Beanspruchung	8
2.4.3	Physikalische Beanspruchungen	12
2.4.3.1	Temperatur- und Feuchtewechsel	12
2.4.3.2	Frost- und Frost-Tausalzbeanspruchung	12
2.4.4	Chemische Beanspruchung	15
2.4.4.1	Lösender Angriff	16
2.4.4.1.1	Wasser	16
2.4.4.1.2	Säuren	16
2.4.4.1.3	Salze	18
2.4.4.1.4	Laugen	18
2.4.4.1.5	Fette und öle	19
2.4.4.2	Treibender Angriff	19
2.4.4.2.1	Sulfatreiben	19
2.4.4.2.2	Alkalitreiben	20
2.4.4.2.3	Kalk- und Magnesiatreiben	20
2.4.4.3	Karbonatisierung	20
2.4.5	Eindringen von Chloriden	21
2.4.6	Korrosion der Bewehrung	22
2.5	Prüfung des Korrosionswiderstandes von Beton	26
2.5.1	Karbonatisierung	26
2.5.2	Frostwiderstand	26
2.5.3	Frost-Tausalzwiderstand	28
2.5.3.1	Eintauchverfahren	28
2.5.3.2	Aufstreuverfahren	28
2.5.4	Widerstand gegen Chlorideindringen	29
2.5.5	Widerstand gegen Sulfatreiben	31

2.6	Kenngrößen der Dauerhaftigkeit	32
2.6.1	Zusammensetzung des Betons und Nachbehandlung	33
2.6.1.1	Wassermenge und Nachbehandlung	33
2.6.1.2	Zementart und Zementgehalt	34
2.6.1.3	Zusatzmittel	38
2.6.1.4	Anforderungen in den Normen	38
2.6.2	Druckfestigkeit	40
2.6.2.1	Druckfestigkeit und Karbonatisierung	40
2.6.2.2	Druckfestigkeit und andere Korrosionsformen	46
2.6.3	Durchlässigkeit	46
2.6.4	Porenstruktur	48
2.7	Transportmechanismen	50
2.7.1	Diffusion	51
2.7.1.1	Allgemeine Formulierung	51
2.7.1.2	Diffusion von $\text{CO}_2$ - Karbonatisierung	52
2.7.1.3	Diffusion von Chloridionen	54
2.7.2	Permeation	57
2.7.2.1	Meßverfahren	57
2.7.2.2	Permeation von Gasen	58
2.7.2.3	Permeation von Flüssigkeiten	62
2.7.2.4	Einflüsse auf die Permeabilität von Beton	64
2.7.3	Absorption - kapillare Wasseraufnahme	66
2.7.3.1	Allgemeine Formulierung	66
2.7.3.2	Meßverfahren	71
2.7.3.3	Einflüsse auf die kapillare Wasseraufnahme von Beton	72
2.7.4	Zusammenhang zwischen Diffusion, Permeation und Absorption	73
2.8	Das Konzept der Lebensdauervorhersage	74
2.9	Folgerungen aus der Literaturübersicht und Ziele der weiteren Untersuchungen	80
3.	Entwicklung geeigneter Prüfverfahren	83
3.1	Bestimmung des Permeabilitätskoeffizienten von Beton gegenüber Luft	83
3.1.1	Allgemeines	83
3.1.2	Die Prüfeinrichtung	84
3.1.3	Der Meßvorgang	85
3.1.4	Die Versuchsauswertung	87
3.1.5	Einfluß der Probekörperabmessungen	91

3.2	Bestimmung des Wasseraufnahmekoeffizienten an Betonoberflächen	94
3.2.1	Allgemeines	94
3.2.2	Die Prüfeinrichtung	94
3.2.3	Der Meßvorgang	97
3.2.4	Die Versuchsauswertung	97
4.	Experimentelle Untersuchungen	98
4.1	Zielsetzung und Versuchsprogramm	98
4.2	Permeabilitätskoeffizient	99
4.2.1	Zusammensetzung der Betone	99
4.2.2	Herstellung und Lagerung der Probekörper	101
4.3	Reproduzierbarkeit der Permeabilitätsmessungen	101
4.4	Wasseraufnahmekoeffizient von Betonoberflächen	102
4.4.1	Zusammensetzung der Betone	102
4.4.2	Herstellung und Lagerung der Probekörper	102
4.5	Korrosionsversuche	103
4.5.1	Karbonatisierung	103
4.5.2	Frostwiderstand	104
4.5.3	Eindringen von Chloriden	105
4.5.4	Wasseraufnahme von Betonscheiben	106
4.5.5	Wassereindringtiefe	107
5.	Versuchsergebnisse	109
5.1	Frischbetoneigenschaften und Druckfestigkeiten	109
5.2	Permeabilitätskoeffizienten	110
5.3	Reproduzierbarkeit der Permeabilitätsmessungen	114
5.4	Wasseraufnahmekoeffizienten von Betonoberflächen	116
5.5	Korrosionsversuche	119
5.5.1	Karbonatisierung	119
5.5.2	Frostwiderstand von Betonen ohne LP-Bildner	120
5.5.3	Chlorideindringen	121
5.5.4	Wasseraufnahme von Betonscheiben	122
5.5.5	Wassereindringtiefe	124
6.	Diskussion der Versuchsergebnisse	125
6.1	Zusammenhang zwischen Permeabilitätskoeffizient und Wasseraufnahmekoeffizient	125

6.2	Zusammenhang zwischen Permeabilitätskoeffizient und Druckfestigkeit	126
6.3	Reproduzierbarkeit der Permeabilitätsmessungen	128
6.4	Zusammenhang zwischen Kenngrößen der Dauerhaftigkeit und Korrosionswiderständen	133
6.4.1	Zusammensetzung der Betone und Korrosionswiderstände	133
6.4.2	Karbonatisierung	133
6.4.2.1	Theoretische Ansätze	133
6.4.2.2	Karbonatisierung und Permeabilitätskoeffizient	138
6.4.2.3	Karbonatisierung und Wasseraufnahmekoeffizient	144
6.4.2.4	Karbonatisierung und Druckfestigkeit	146
6.4.3	Frostwiderstand	150
6.4.3.1	Allgemeine Überlegungen	150
6.4.3.2	Frostwiderstand und Permeabilitätskoeffizient	152
6.4.3.3	Frostwiderstand und Wasseraufnahmekoeffizient	153
6.4.3.4	Frostwiderstand und Druckfestigkeit	154
6.4.4	Eindringen von Chloriden	154
6.4.4.1	Allgemeine Überlegungen	154
6.4.4.2	Chlorideindringen und Permeabilitätskoeffizient	155
6.4.4.3	Chlorideindringen, Wasseraufnahmekoeffizient und Druckfestigkeit	156
6.4.5	Wasseraufnahme von Betonscheiben durch kapillares Saugen	157
6.4.5.1	Allgemeine Überlegungen	157
6.4.5.2	Kapillares Saugen und Permeabilitätskoeffizient	158
6.4.5.3	Kapillares Saugen und Wasseraufnahmekoeffizient	160
6.4.5.4	Kapillares Saugen und Druckfestigkeit	162
6.4.6	Wassereindringtiefe	164
6.4.6.1	Theoretische Ansätze	164
6.4.6.2	Wassereindringtiefe und Permeabilität	166
6.4.6.3	Wassereindringtiefe und Wasseraufnahmekoeffizient	166
6.4.6.4	Wassereindringtiefe und Druckfestigkeit	168
6.5	Folgerungen aus experimentellen Untersuchungen	168
7.	Anwendungsbeispiele zur Vorhersage der Dauerhaftigkeit von Stahlbetonkonstruktionen	171
7.1	Allgemeines	171
7.2	Grenzwerte der Permeabilität	172
7.2.1	Grenzwerte, die sich aus den Korrosionsversuchen ergeben	172
7.2.2	Grenzwerte, die sich aus den Festlegungen der Normen ergeben	175

8.	Zusammenfassung	186
9.	Literaturverzeichnis	188

## Anlagen

## Verwendete Abkürzungen und Bezeichnungen

### 1. Abkürzungen und Bezeichnungen der Zementchemie

C	- CaO, Calciumoxid
S	- SiO <sub>2</sub> , Siliciumdioxid
H	- H <sub>2</sub> O, Wasser
A	- Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> , Aluminiumoxid
F	- Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> , Eisenoxid
S	- SO <sub>3</sub> , Sulfat
C	- CO <sub>2</sub> , Kohlendioxid
C <sub>3</sub> S	- Tricalciumsilikat
C <sub>2</sub> S	- Dicalciumsilikat
C <sub>3</sub> A	- Tricalciumaluminat
C <sub>4</sub> AF	- Tetracalciumaluminatferrit
CSH	- Calciumsilikathydrat
CH	- Calciumhydroxid

### 2. Organisationen und Verbände

ACI	American Concrete Institute
ASTM	American Society for Testing and Materials
BDB	Bundesverband Deutsche Beton- und Fertigteilindustrie
CEB	Comité Euro - International du Béton
CEN	Comité Européen de Normalisation
CIB	Conseil International du Batiment pour l'Etude, la Recherche et la Documentation
DafStb	Deutscher Ausschuß für Stahlbeton
DBV	Deutscher Betonverein
DIN	Deutsches Institut für Normung
ISO	International Organisation for Standardization
ÖNORM	österreichisches Normungsinstitut
RILEM	Réunion International des Laboratoires et de Recherches sur les Matériaux et les Constructions
VDI	Verein Deutscher Ingenieure
VDZ	Verein Deutscher Zementwerke
VÖZ	Verein der österreichischen Zementfabrikanten

## 3. Symbole - lateinische Buchstaben

a	=	Konstante
$a_{pr}$	=	Grenzwerte des Kolmogorov-Smirnow Test
$a_{krit}$	=	Tortuositätsbeiwert in Gl. 2.21
$a_{Tabs}$	=	Fläche [ $m^2$ ] maximale Abweichung $x-\mu$
A	=	Koeffizient zur Beschreibung der Wasseraufnahme nach Gl. 2.21
$A_w$	=	erforderliche Menge an $CO_2$ [ $g/m^3$ ] zur Umwandlung aller an der Karbonatisierung beteiligter Hydratationsprodukte
b	=	Konzentration [ $mol/m^3$ ]
c	=	Koeffizienten nach Gl. 2.24, Konzentrationen in Gl. 2.5
$c_1, c_2$	=	Karbonatisierungstiefe, auch mit x bezeichnet [mm]
d	=	Diffusionskoeffizient [ $m^2/s$ ]
D	=	Wassereindringtiefe [m]
e	=	Aktivierungsenergie [KJ/mol]
E	=	maximale Steighöhe [m]
$h_0$	=	Druckunterschied [m Wassersäule]
$\Delta h$	=	relativer Wasserdampfdruck an der Stelle x
H	=	Massenstrom [g/s]
I	=	Permeabilitätskoeffizient gegenüber Luft [ $m^2/s$ ]
K	=	Bezugswert des Permeabilitätskoeffizienten gegenüber Luft [ $m^2/s$ ]
K <sub>0</sub>	=	spezifische Durchlässigkeit [ $m^2/s$ ]
K <sub>S</sub>	=	Permeabilitätskoeffizient [ $m^2$ ] gegenüber Gasen
K <sub>g</sub>	=	Permeabilitätskoeffizient [ $m^2$ ] gegenüber Flüssigkeiten
K <sub>f</sub>	=	Knudsen-Zahl
K <sub>n</sub>	=	Permeabilitätskoeffizient gegenüber Wasser [m/s]
K <sub>w</sub>	=	Beiwert nach Gl. 2.21
K <sub>2</sub>	=	Länge [m]
l	=	Exponent in Gl. 6.6
m	=	durch kapillares Saugen aufgenommene Wassermenge [ $kg/m^2$ ]
$m_w$	=	Molekulargewicht [g/mol]
M <sub>g</sub>	=	Wasseraufnahmekoeffizient [ $kg/m^2 \cdot s^{0,5}$ ] bzw. [ $m/s^{0,5}$ ]
M <sub>w</sub>	=	Bezugswert des Wasseraufnahmekoeffizienten [ $kg/m^2 \cdot s^{0,5}$ ] bzw. [ $m/s^{0,5}$ ]
M <sub>wo</sub>	=	

## VII

$n$	=	Molekülanzahl, Stichprobenumfang, Exponent
$p$	=	Druck [mbar]
$\bar{p}$	=	mittlerer Druck $((p_c+p_e)/2)$ [mbar]
$p_c, p_e$	=	Druck am Probenanfang bzw. am Probenende [mbar]
$p_a$	=	Atmosphärendruck [mbar]
$Q$	=	Durchfluß [ $m^3/s$ ], diffundierende $CO_2$ -Menge [g]
$r$	=	Radius [m], Exponent in Gl. 6.10
$r_h$	=	hydraulischer Radius
r.F.	=	relative Feuchte [%]
$R$	=	allgemeine Gaskonstante = 8,412 J/K·mol
$Re$	=	Reynoldszahl
$s$	=	Bindevermögen (sink), kapillare Steighöhe [m] n.Gl. 6.24
$S_{kr}$	=	kritische Wassersättigung
$S_x$	=	Standardabweichung der Stichprobe
$t$	=	Zeit [s], Betonalter [Jahre], Lebensdauer
$t_0$	=	Bezugswert des Betonalters = 1 Jahr
$t_{kr}$	=	Zeit, zu der die kritische Wassersättigung einer Probe erreicht ist
$t_{1-\alpha/2}^{n-1}$	=	Kennwert der t-Verteilung
$T$	=	absolute Temperatur [K]
$T_a$	=	Lufttemperatur [K]
$v$	=	Geschwindigkeit [m/s]
$u$	=	Strömungsgeschwindigkeit [m/s]
$V$	=	Volumen [ $m^3$ ]
$V_S$	=	Volumen der Saugglocke [ $m^3$ ]
$V_w$	=	Wasservolumen bezogen auf die Berührungsfläche [ $m^3/m^2$ ]
$w$	=	aufgenommene Wassermasse nach Gl. 2.25 [ $g/m^2 \cdot h^n$ ]
$w_1$	=	aufgenommene Wassermasse in der ersten Stunde [ $g/m^2 \cdot h^n$ ]
$w_{60}$	=	abgewitterte Masse nach 60 Frost-Tau-Wechseln [g]
$x$	=	Karbonatisierungstiefe [mm], Ortskoordinate [m], Mittelwert
$x_0$	=	Bezugswert der Karbonatisierungstiefe = 1 mm
$x_w$	=	Wassereindringkoeffizient Gl. 2.22b [ $m/s^{0,5}$ ]

## 4. Symbole - griechische Buchstaben

$\beta_{Dt}$	=	Betondruckfestigkeit nach t Tagen [ $N/mm^2$ ]
$\lambda$	=	freie Weglänge der Gasmoleküle [m]
$\eta$	=	dynamische Viskosität [1 Poise = $0,1 N \cdot s/m^2$ ]
$\mu$	=	Mittelwert der Grundgesamtheit
$\nu$	=	kinematische Viskosität [ $m^2/s$ ]
$\sigma$	=	Standardabweichung
$\rho$	=	Dichte [ $kg/m^3$ ]
$\epsilon_{abs}$	=	effektive Kapillarporosität
$\psi_K$	=	Wasserkapazität [ $m^3/m^3$ ] bzw. [‰]

## 1. Einleitung

Der Stahlbetonbau hat in jüngster Zeit durch gehäuft auftretende Schadensfälle, die eine Instandsetzung von teilweise recht jungen Betonbauwerken erforderlich machen, an Ansehen in der Öffentlichkeit verloren. Die Gründe für diese verminderte Dauerhaftigkeit können sowohl in der Bauplanung als auch in einer mangelhaften Bauausführung und Qualitätssicherung liegen.

Die Dauerhaftigkeit der Betonkonstruktionen wird heute aus technologischer Sicht in nationalen und internationalen Normen durch Mindestanforderungen an die Betonzusammensetzung, insbesondere Wasserzementwert und Zementgehalt sowie durch Anforderungen an die Ausgangsstoffe und die Nachbehandlung sichergestellt. Da es jedoch bis heute nur in ungenügendem Maße möglich ist, im Rahmen der Qualitätskontrolle die Einhaltung dieser Anforderungen zu überprüfen stellt sich die Frage, ob es möglich ist, den Widerstand eines Betons gegenüber Angriffen physikalischer oder chemischer Natur anhand bestimmter Kennwerte des Betons abschätzen zu können.

Ziel der vorliegenden Untersuchungen war es daher,

- Kenngrößen herauszufiltern, welche für eine Korrelation mit Korrosionsmechanismen geeignet sind.
- Prüfverfahren zu entwickeln und zu überprüfen, mit denen diese Kenngrößen am Beton in jungem Alter bestimmt werden können.
- Zusammenhänge zwischen diesen, mit den Prüfverfahren bestimmten Kennwerten und bestimmten Korrosionsformen des Betons aufzuzeigen.
- Grenzwerte für diese Kennwerte abzuschätzen, die im Rahmen einer zuverlässigen Qualitätskontrolle für dauerhaften Beton einzuhalten sind. Diese Grenzwerte müssen je nach Beanspruchungsart, denen das Bauwerk während seiner Nutzung ausgesetzt ist, gestaffelt werden.

Auf internationaler Basis wird diese Zielsetzung auch von der Technischen Kommission TC 116-PCD der RILEM verfolgt, die ihre Arbeit im Jahr 1989 begonnen hat und auf deren Arbeiten in diesem Bericht häufig Bezug genommen wird.

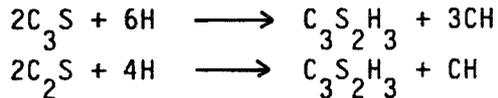
## 2. Literaturübersicht

### 2.1 Hydratation des Zementes

Bei der Hydratation von Portlandzement laufen verschiedene chemische Reaktionen zwischen den Bestandteilen des Portlandzementklinkers und Wasser ab. Die Hauptbestandteile des Klinkers sind:

$C_3S$	-	Tricalciumsilikat
$C_2S$	-	Dicalciumsilikat
$C_3A$	-	Tricalciumaluminat
$C_4AF$	-	Tetracalciumaluminatferrit

Die Klinkerphasen  $C_3S$  und  $C_2S$  reagieren mit Wasser unter Bildung von Calciumsilikathydraten CSH und Calciumhydroxid CH. Die Reaktionen unterscheiden sich jedoch in der Geschwindigkeit des Ablaufes und in der Menge des freigesetzten CH.



Während die CSH-Phasen hauptverantwortlich für die Festigkeit des Zementsteins sind, bewirkt das Calciumhydroxid ein hohes alkalisches Milieu im Zementstein und stellt somit ein wichtiges Element des Schutzes dar, den der Beton dem Bewehrungsstahl bietet (siehe Abschnitt 2.4.6).

Die Aluminatphasen  $C_3A$  und  $C_4AF$  sind nur in geringen Mengen im Klinker enthalten und tragen wenig zur Endfestigkeit des Zementsteins bei [1]. Die Endprodukte ihrer Reaktion mit Wasser sind jedoch von Bedeutung für die Dauerhaftigkeit des Betons gegenüber chemischer Beanspruchung (siehe Abschnitt 2.4.4.).

Zumahlstoffe, die dem Portlandzementklinker beigegeben werden können, sind latenthdraulische Stoffe, z.B. Hüttensand, Puzzolane, z.B. Flugasche oder Traß und inerte Stoffe, z.B. Kalksteinmehl. Latent hydraulische Stoffe können unter bestimmten Voraussetzungen CSH-Phasen bilden und tragen somit zur Festigkeitsentwicklung bei. Ihre Reaktionsgeschwindigkeit ist jedoch langsamer als die des reinen Portlandzementklinkers.

Während bei den latenthyaualischen Stoffen das Vorhandensein des Zementklinkers selbst als Anregung zur Hydratation ausreicht, benötigen die Puzzolane kalkhaltige Stoffe, z.B. das bei der Reaktion von  $C_3S$  und  $C_2S$  freigesetzte Calciumhydroxid als Reaktionspartner [1].

Die langsamere Reaktion von Zusatzstoffen im Vergleich zu Portlandzement sowie der niedrigere Calciumhydroxidgehalt der Hydratationsprodukte können den Korrosionswiderstand von Beton herabsetzen (siehe Abschnitt 2.6.1.). Bei genügend langer Hydratation kann sich jedoch eine gegenüber dem reinen Portlandzement dichtere Struktur ausbilden und somit das Eindringen von aggressiven Stoffen in den Beton erschwert werden.

## 2.2 Zur Struktur von Zementstein und Beton

Beton ist ein Verbundwerkstoff aus Zementstein und Zuschlag. Da der Zuschlag in der Regel gegen angreifende aggressive Medien beständig ist, ist der Zementstein die für die Dauerhaftigkeit maßgebende Komponente des Betons bzw. des Stahlbetons.

Zement benötigt rund 42% seines Gewichtes an Wasser, um vollständig zu hydratisieren. Davon sind etwa 24% nicht verdampfbar, während ca. 18% als Gelwasser physikalisch gebunden sind [2]. Aus Gründen der Verarbeitbarkeit wird bei der Betonherstellung jedoch ein Wasserzementwert  $w/z$  gewählt, der meist höher als 0,42 liegt. Der Raum, den dieses Überschußwasser hinterläßt, sind die sogenannten Kapillarporen. Ihr Volumen und ihre Größenverteilung hängt vom Wasserzementwert und vom Hydratationsgrad des Zementsteins ab. Die Kapillarporen beeinflussen ihrerseits wieder die Durchlässigkeit des Betons. Dies verdeutlicht Bild 2.1.

Wasserzementwert und Hydratationsgrad sind auch maßgeblich dafür verantwortlich, ob die Kapillarporen ein zusammenhängendes System bilden und somit aggressive Medien über dieses System in den Zementstein eindringen können, wie Bild 2.2 zeigt.

Im Vergleich zu Zementstein muß bei der Betrachtung von Beton zusätzlich noch die im Vergleich zum Zementstein höhere Porosität der Kontaktzone zwischen Zuschlag und Zementstein berücksichtigt werden [6]. Dieser Kontaktzone wird eine erhöhte Permeabilität von Beton im Vergleich zu Zementstein zugeschrieben.

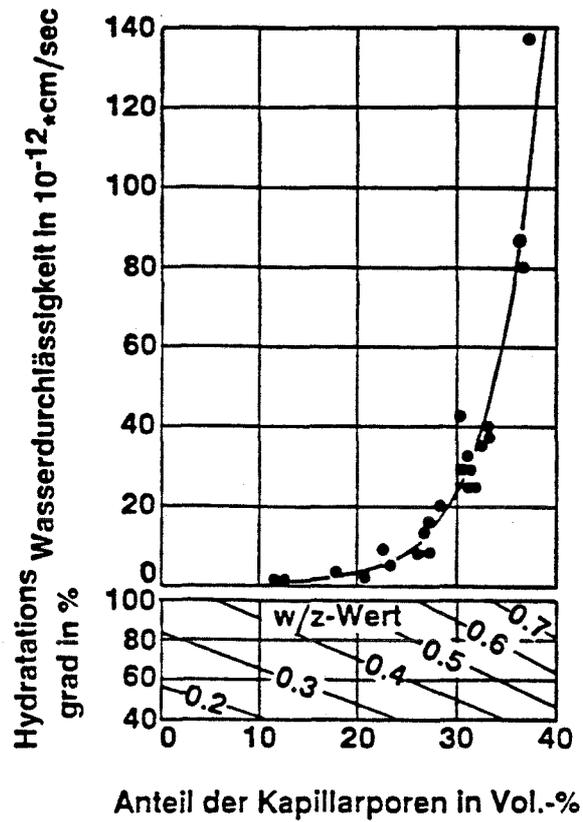


Bild 2.1: Permeabilität von Zementstein gegenüber Wasser in Abhängigkeit von der Kapillarporosität und vom w/z-Wert [3,4].

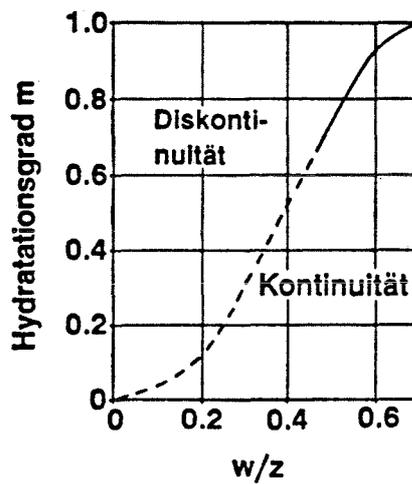


Bild 2.2: Einfluß des w/z-Wertes und des Hydrationsgrades auf die Kontinuität des Kapillarporensystems [5]

Neben den Kapillarporen enthält der Zementstein auch Gelporen und Verdichtungsporen. Eine eindeutige Grenze zwischen den einzelnen Porenarten kann jedoch nicht gegeben werden, da diese Poren fließend ineinander übergehen. Setzer [7] teilt die Poren nach ihrer kapillaren Saugfähigkeit entsprechend Bild 2.3 auf.

Betontechnol. Maßnahmen	Porenart	
Verdichten	Grobporen	
Luftporenbildner	Makrokapillaren	$10^{-3}$ m
w/z-Wert	Kapillaren	$10^{-6}$ m
	Mikrokapillaren	
Hydratationsgrad	Mesoporen	$10^{-9}$ m
	Mikroporen	

**Bild 2.3:** Einteilung der Poren im Zementstein nach Setzer [7]

Während in Poren mit Durchmessern  $> 2$  mm (Grobporen oder Verdichtungsporen) kein kapillares Saugen stattfindet, stellt sich dieses im Porengrößenbereich der Kapillarporen von ungefähr  $5 \times 10^{-8}$  m bis  $2 \times 10^{-3}$  m ein. Dabei sind Geschwindigkeit der Wasseraufnahme und Transportkapazität in hohem Maß vom Porendurchmesser abhängig. Daher unterteilt Setzer die Kapillarporen in Makrokapillaren, Kapillaren und Mikrokapillaren.

Das Volumen der Poren mit Radien kleiner als ungefähr  $1 \times 10^{-8}$  bis  $5 \times 10^{-9}$  m (Gelporenbereich) wird vom w/z-Wert kaum beeinflusst und hängt nur vom Hydratationsgrad ab, so daß diese Poren häufig als Teil des Feststoffvolumens bzw. des Zementsteingels angesehen werden.

Wegen ihrer langsameren Hydratationsgeschwindigkeit benötigen Zemente mit Zusatzstoffen wie Hüttensand oder Puzzolanen längere Zeit als reine Portlandzemente, um bei gleichem w/z-Wert ein ähnlich dichtes Kapillarporensystem auszubilden [8]. Nach Versuchen von Bier [9] nimmt bei den Hochofenzementen die Dauer, die ein mit diesem Bindemittel hergestellter Zementstein, bzw. Beton benötigt, um eine dem reinen Portlandzement vergleichbare Porengrößenverteilung zu erreichen, mit ansteigendem Hüttensandgehalt zu. Aus [9,10] folgt aber auch, daß in weitgehend hydratisiertem Zementstein sich das Maximum der Porengrößenverteilung mit steigendem Hüttensandgehalt des Zements zu kleineren Porenradien verdichtet und entsprechend ein solcher Zementstein deutlich weniger durchlässig ist als Zementstein aus reinem Portlandzement.

## 2.3 Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauten

### 2.3.1 Allgemeines

Unter Dauerhaftigkeit versteht man den Widerstand der Baustoffe in ihrer gebauten Gestalt gegen die vielfältigen chemischen und physikalischen Angriffe aus der Umwelt und der Nutzung [11].

Je nach Umweltbedingungen kann Beton durch äußere Einflüsse verändert oder geschädigt werden. Die Veränderungen oder Schädigungen sind umso größer, je durchlässiger der Beton gegenüber aggressiven Medien ist [12]. Ein dichter Beton wird durch die richtige Wahl der Zusammensetzung und der Ausgangsstoffe, eine ausreichende Nachbehandlung und eine zuverlässige Qualitätskontrolle erzielt. Dichter Beton ist auch Voraussetzung zum Schutz des im Beton eingebetteten Bewehrungsstahles vor Korrosion.

### 2.3.2 Umgebungsbedingungen

Die Veränderung oder Schädigung von Beton durch äußere Einflüsse hängt entscheidend von der Art und Intensität des Auftretens von aggressiven Medien in Luft, Wasser oder Böden ab. Diesem Umstand versucht man in der Normung dadurch gerecht zu werden, daß die klimatischen Bedingungen, denen der Beton während seiner Nutzung ausgesetzt ist, in verschiedene Umweltklassen eingeteilt werden.

In der europäischen Vornorm EN V 206 "Beton - Eigenschaften, Herstellung, Verarbeitung und Gütenachweis" [13] wird eine Einteilung gemäß Tabelle 2.1 vorgenommen. Dabei wird nach physikalischen und nach chemischen Beanspruchungen unterschieden. Bei der Unterteilung der chemischen Beanspruchungen wird auf die sich in der Bearbeitung befindliche ISO/DP 9690 [14] verwiesen, in der verschiedene Beanspruchungsklassen für anstehende Gase, Wasser oder Böden je nach Art und Menge der darin enthaltenen Schadstoffe angegeben werden. Da diese internationale Norm aber noch nicht verabschiedet ist, wird zur Klassifizierung einer chemischen Beanspruchung auf nationale Normen verwiesen. In Deutschland ist dies die DIN 4030 "Beurteilung betonangreifender Wasser, Böden und Gase" [15], siehe Tabellen 2.2 und 2.3.

Im Eurocode EC 2 [16] wurde zur Charakterisierung der Anforderungen an den Beton die Einteilung der Umweltklassen von der EN V 206 übernommen. Die Anforderungen bezüglich Ribbreite und Mindestbetondeckung sind in Anlage A.1.1 zusammengestellt.

Je nach Umweltklasse können Anforderungen an den Beton bezüglich der Zusammensetzung oder bestimmter Kenngrößen des Betons, die mit Korrosionsmechanismen korrelieren, aufgestellt werden. Darauf wird in Abschnitt 2.6 eingegangen.

Weitere Einteilungen in Umwelt- bzw. Umgebungsbedingungen sind in der DIN 1045, Tabelle 10, [17] sowie in der "Richtlinie zur Nachbehandlung von Beton" [18] des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton enthalten. Sie dienen dazu, die Mindestbetondeckung [17] bzw. die Mindestnachbehandlungsdauer [18] in Abhängigkeit von den Umgebungsbedingungen festzulegen, siehe die Anlagen A.1.2 und A.1.3.

## 2.4 Korrosionsmechanismen

### 2.4.1 Allgemeines

Nach Duden [19] ist Korrosion die "chemische Veränderung im Material an der Oberfläche fester Körper". Treibende Kraft für die Korrosion ist dabei das Bestreben der Natur, einen energieärmeren Zustand anzunehmen

(2.Hauptsatz der Thermodynamik). Beim Stahlbeton gilt dies sowohl für den Bewehrungsstahl, der versucht, vom energiereichen metallischen Zustand in die energieärmere Oxidform zurückzukehren als auch für den Beton, dessen hohes Energieniveau durch das Brennen des Zementes bei der Herstellung geschaffen wird.

Nicht alle, im folgenden beschriebenen Schädigungsmechanismen fallen unter den oben definierten Begriff Korrosion. Der vereinfachten Darstellung halber sei jedoch im folgenden unter Korrosion die Veränderung eines Materials durch äußere Einflüsse verstanden.

Nach Rostasy [11] können die Beanspruchungsarten sowie deren Ursachen und Wirkungen nach Tabelle 2.4 unterteilt werden. Bei gleichzeitigem Auftreten mehrerer Beanspruchungen können diese eine erhöhte Schädigung hervorrufen.

#### 2.4.2 Mechanische Beanspruchung

Eine Beanspruchung des Bauwerkes durch äußere Lasten kann zu Rissen im Beton führen. Die Vermeidung solcher Risse ist jedoch nicht Aufgabe der Betontechnologie, sondern der Statik und der konstruktiven Durchbildung. Das Auftreten von Rissen aus äußeren Lasten ist in Grenzen steuerbar, z.B. durch geeignete Wahl des Bewehrungsgrades sowie der Bewehrungsführung [20].

Die Frage einer zulässigen Rißbreite wurde von vielen Seiten untersucht. Nach dem heutigen Stand der Kenntnisse kommt jedoch nach Schießl [20,21] dem Absolutwert der Rißbreite nicht die früher vermutete Bedeutung zu. Hiernach ist der Absolutwert der Rißbreite im Bereich bis zu 0,4 mm von untergeordneter Bedeutung. Wesentlich wichtiger sind die Dicke und die Permeabilität der Betondeckung, da für die Korrosionsgeschwindigkeit der Bewehrung im Bereich von Rissen die Möglichkeit der Sauerstoffdiffusion durch ungerissenen Beton zur Bewehrung maßgebend ist, siehe Abschnitt 2.4.6.

Daher ist es Aufgabe des Konstrukteurs, durch geeignete Wahl der Mindestbewehrung und Bewehrungsführung und der Anordnung von Dehnfugen das Auftreten breiter Einzelrisse zu verhindern.

Die Auswirkung von Rissen auf den Korrosionswiderstand von Beton wird im nächsten Abschnitt 2.4.3 näher beschrieben.

Umweltklassen		Umweltbedingungen (Beispiele)
1 Trockene Umgebung		- Innenräume von Wohn- oder Bürogebäuden <sup>1)</sup>
2 Feuchte Umgebung	a ohne Frost	- Gebäudeinnenräume mit hoher Feuchte (z.B. Wäschereien) - Außenbauteile - Bauteile in nichtangreifendem Boden und/oder Wasser
	b mit Frost	- Außenbauteile, die Frost ausgesetzt sind - Bauteile in nichtangreifendem Boden und/oder Wasser, die Frost ausgesetzt sind - Innenbauteile bei hoher Luftfeuchte, die Frost ausgesetzt sind
3 Feuchte Umgebung mit Frost und Taumittel- einwirkung		- Außenbauteile, die Frost und Taumitteln ausgesetzt sind
4 Meerwasser- umgebung	a ohne Frost	- Bauteile im Spritzwasserbereich oder die ganz oder nur teilweise in Meerwasser eingetaucht sind - Bauteile in salzgesättigter Luft (unmittelbarer Küstenbereich)
	b mit Frost	- Bauteile im Spritzwasserbereich oder die nur teilweise in Meerwasser eingetaucht sind und Frost ausgesetzt sind - Bauteile, die salzgesättigter Luft und Frost ausgesetzt sind
Die folgenden Klassen können einzeln oder in Kombination mit den oben genannten Klassen vorliegen:		
5 Chemisch angreifende Umgebung <sup>2)</sup>	a	Schwach chemisch angreifende Umgebung (gasförmig, flüssig oder fest) Aggressive industrielle Atmosphäre
	b	Mäßig chemisch angreifende Umgebung (gasförmig, flüssig oder fest)
	c	Stark chemisch angreifende Umgebung (gasförmig, flüssig oder fest)
<p>1) Diese Umweltklasse gilt nur dann, wenn das Bauwerk oder einige dessen Bauteile während der Bauausführung über einen längeren Zeitraum hinweg keinen schlechteren Bedingungen ausgesetzt wird.</p> <p>2) Chemisch angreifende Umgebungen werden in ISO 96909 klassifiziert. Folgende gleichwertige Umweltklassen dürfen ebenfalls angegeben werden:  Umweltklasse 5a: ISO-Klassifizierung A1G, A1L, A1S  Umweltklasse 5b: ISO-Klassifizierung A2G, A2L, A2S  Umweltklasse 5c: ISO-Klassifizierung A3G, A3L, A3S</p>		

Tabelle 2.1: Einteilung der Umweltklassen nach EN V 206 [13]

Untersuchung	Angriffsgrade		
	schwach angreifend	stark angreifend	sehr stark angreifend
1 ph-Wert	6.5 bis 5.5	5.5 bis 4.5	< 4.5
2 kalklösende Kohlensäure (CO <sub>2</sub> ) in mg/l (Marmorlöse- versuch nach Heyer)	15 bis 40	40 bis 100	> 100
3 Ammonium  (NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> ) in mg/l	15 bis 30	30 bis 60	> 60
4 Magnesium  (Mg <sup>2+</sup> ) in mg/l	300 bis 1000	1000 bis 3000	> 3000
5 Sulfat*) (SO <sub>4</sub> <sup>-</sup> ) in mg/l	200 bis 600	600 bis 3000	> 3000
*) Bei Sulfatgehalten über 600 mg SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> je l Wasser, ausgenommen Meerwasser, ist ein Zement mit hohem Sulfatwiderstand (HS) zu verwenden (siehe DIN 1164 Teil 1, Abschnitt 4.6, und DIN 1045, Abschnitt 6.5.7.5)			

Tabelle 2.2: Grenzwert zur Beurteilung des Angriffsgrades von Wässern vorwiegend natürlicher Zusammensetzung [15]

Beurteilung des Angriffsgrades von Böden		
Untersuchung	Angriffsgrade	
	schwach angreifend	stark angreifend
1 Säuregrad nach Baumann-Gully <sup>1)</sup>	> 200	-
2 Sulfat <sup>2)</sup> (SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> )	2000 bis 5000	> 5000
<p>1) Siehe DIN 4030 Teil 2 (z.Z. Entwurf)</p> <p>2) Bei Sulfatgehalten über 3000 mg SO<sub>4</sub><sup>2-</sup> je kg lufttrockenen Bodens ist ein Zement mit hohem Sulfatwiderstand (HS) zu verwenden (siehe DIN 1164 Teil 1/12.86, Abschnitt 4.6, und DIN 1045/07.88, Abschnitt 6.5.7.5)</p>		
Beurteilung betonangreifender Gase		
Sind betonangreifende Gase in höherer Konzentration zu erwarten, ist eine Gasanalyse erforderlich und die Beurteilung des Angriffsvermögens unter Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse durch einen Fachmann durchzuführen.		

**Tabelle 2.3:** Grenzwerte zur Beurteilung des Angriffsgrades von Böden und Gasen [15]

Art	Beanspruchungs- Ursache	Wirkung
mechanisch	Lastspannung	Mikro-, und
physikalisch	Zwangsspannung	Makrorisse
	Temperatur-,	Mikro-, und
chemisch	Feuchtewechsel	Makrorisse
	Frost-Tauwechsel	Stahlkorrosion
	Angreifende Gase,	lösende und trei-
biologisch	Wässer und Böden,	bende Schädigung
	Säuren und Salze	von Beton
	Pflanzen	Risse
	Mikroorganismen	treibende Wirkung

Tabelle 2.4: Systematik der Beanspruchungen [11]

### 2.4.3 Physikalische Beanspruchung

#### 2.4.3.1 Temperatur- und Feuchtewechsel

Infolge von Temperaturschwankungen, insbesondere bei schockartiger Abkühlung der Oberfläche einer Betonkonstruktion, z.B. bei einem Gewitterregen im Sommer, können im Beton Risse entstehen. Eine Austrocknung des Betons verursacht ein Schwinden des Zementsteins und daraus resultierend Eigen- und Zwängungsspannungen, die ebenfalls Risse zur Folge haben können. Häufige Feuchte- und Trockenwechsel können die Ribbildung und damit die Schädigung des Betons verstärken.

#### 2.4.3.2 Frost- und Frost-Tausalzbeanspruchung

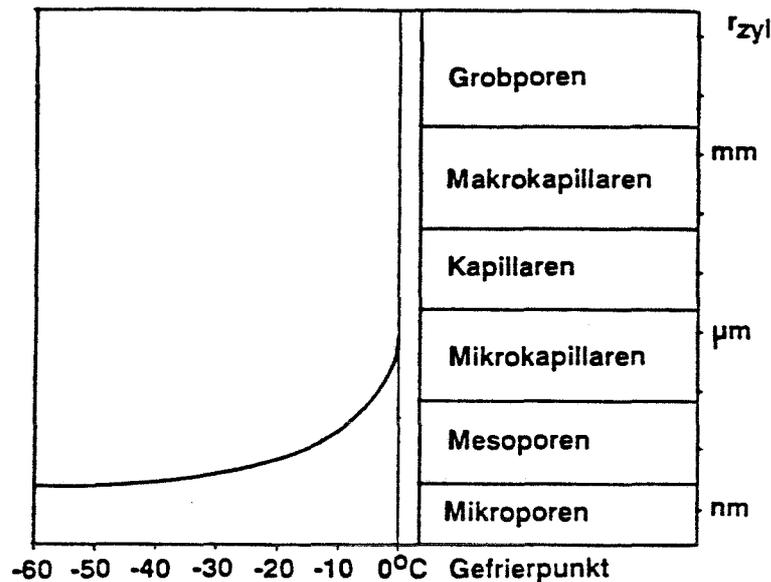
Die Mechanismen, die zu einer Frost- bzw. zu einer Frost-Tausalzschädigung des Betons führen, sind nicht eindeutig geklärt. Es liegen jedoch klare Erkenntnisse darüber vor, welche Einflußfaktoren dabei eine Rolle spielen.

Zu einer Zerstörung des Zementsteingefüges bei Frost-Tau- oder Frost-Tausalzbeanspruchung kann es kommen, wenn vor allem zwei Voraussetzungen erfüllt sind [22]:

- a) im Zementstein muß eine ausreichende Menge an gefrierbarem Wasser vorhanden sein.
- b) Im Zementstein muß die Flüssigkeitsumverteilung infolge einer Ausdehnung des Wassers beim Gefrieren und infolge von Diffusionsvorgängen und osmotischen Drücken behindert sein.

Unter gefrierbarem Wasser ist dabei diejenige Wassermenge zu verstehen, die bei einer bestimmten Temperatur in Eis umgewandelt werden kann. Im Zementstein gefriert Wasser im allgemeinen erst bei Temperaturen unter  $0^{\circ}\text{C}$ , da aufgrund von gelösten Stoffen im Porenwasser dessen Gefrierpunkt erniedrigt wird. Außerdem ist der Gefrierpunkt des Porenwassers umso niedriger, je kleiner die Poren sind, in denen sich das Wasser befindet [23,24]. Dies verdeutlicht Bild 2.4, in dem der Gefrierpunkt von Wasser als Funktion des Porenradius dargestellt ist [23].

Ist gefrierfähiges Wasser in überkritischer Menge vorhanden, so übt es beim Gefrieren einen Expansionsdruck auf das nicht gefrorene Wasser in den kleineren Poren aus, der von Powers [25] hydraulischer Druck genannt wurde. Dieser Druck ist umso größer, je länger der Weg ist, den das Wasser bis zum Entspannen in einer leeren Pore zurücklegen muß und je schneller die Temperaturabkühlung erfolgt [25]. Infolge dieses Flüssigkeitsdruckes kommt es im Gefüge des Betons zu irreversiblen Verformungen, welche bei wiederholter Frost-Taubeanspruchung zu Mikrorissen und zu einer Zerrüttung des Betongefüges führen können.



**Bild 2.4:** Absenkung des Gefrierpunktes als Funktion des Porenradius [23]

Bei der Verwendung von Tausalzen dringen geschmolzenes Eis oder Schnee in den Beton ein und können so zu einem überkritischen Gehalt an gefrierbarem Wasser im Beton führen. Außerdem wird die zum Schmelzen des Eises erforderliche Wärme dem Beton entzogen, was zu einer rascheren Abkühlung des Betons führt. Rösli und Harnik [26] stellten im Labor unter ungünstigsten Bedingungen bei Verwendung von Streusalz (NaCl) eine Abkühlung der Oberflächenschicht bis zu  $\Delta T = 14$  K eine Minute nach Aufbringen des Salzes fest. Somit werden die für die Frostbeanspruchung beschriebenen Schadensmechanismen bei der Verwendung von Tausalzen noch verstärkt.

Nach Blümel und Springenschmid [27] dringen beim Streuen von Tausalzen Chloride in die Betonoberfläche ein und bewirken ein Konzentrationsgefälle des Chlorids im Porenwasser von außen nach innen. Entsprechend erniedrigt sich der Gefrierpunkt der wässrigen Lösung im Beton. Bei einer Frostbeanspruchung kommt es in den Schichten, in denen die örtliche Betontemperatur  $T_B$  unterhalb der Gefrierpunkttemperatur  $T_G$  liegt, zu Eisbildung. Dies wird in der obersten Schicht sowie in weiter innen liegenden Schichten der Fall sein, während eine Zwischenschicht eisfrei bleibt. Bild 2.5 verdeutlicht dies.

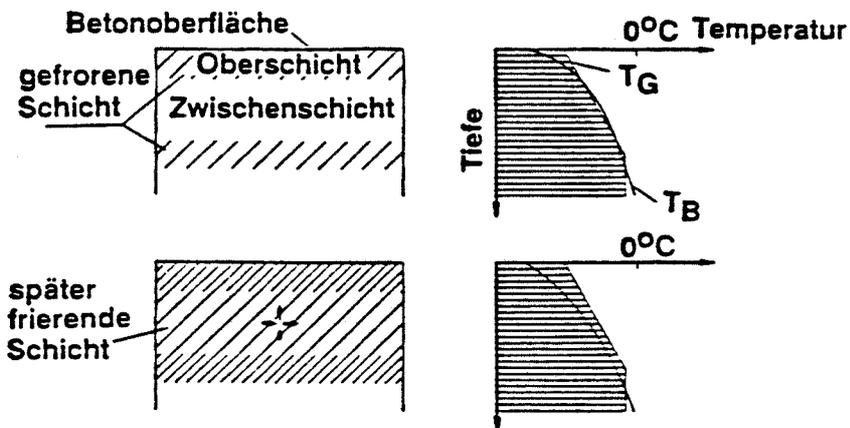


Bild 2.5: Schadensmechanismus einer Frost-Tausalzbeanspruchung nach [27]

Diese Zwischenschicht wird erst bei anhaltendem Frost gefrieren und sprengt dann die Oberschicht ab, weil die Volumenzunahme des Wassers bei der Eisbildung behindert ist. Inwieweit bei der Verwendung von Tausalzen Beanspruchungen durch in den Poren auskristallisierende Salze sowie osmotische Drücke infolge von Konzentrationsunterschieden eine zusätzliche Rolle spielen, ist nicht eindeutig geklärt.

Eine ausführliche Betrachtung der Problematik der Frost-Tau- bzw. Frost-Tausalzbeanspruchung von Beton ist in [28] gegeben.

Die Gefährdung des Bewehrungsstahles infolge der durch die Tausalze eindringenden Chloride wird in Abschnitt 2.4.6 behandelt.

#### 2.4.4 Chemische Beanspruchung

Die Komponenten des Zementsteins können mit bestimmten Stoffen in Lösungen oder Gasen chemisch reagieren. Sind die entstehenden Reaktionsprodukte leicht wasserlöslich, so wird der Zementstein von der Oberfläche her aufgelöst. Sind die Reaktionsprodukte dagegen schwer löslich, so können die sich bildenden und wachsenden Kristalle einen Kristallisationsdruck auf ihre Umgebung ausüben, was zu einer Auflockerung und Zerstörung des Gefüges führen kann. Daher unterscheidet man nach der Art der Schädigungsreaktion zwischen lösendem und treibendem Angriff [4,29,30].

#### 2.4.4.1 Lösender Angriff

##### 2.4.4.1.1 Wasser

Das im Zementstein enthaltene Calciumhydroxid CH ist zu einem geringen Teil, ca. 1,2 g/l, wasserlöslich. Je weicher ein Wasser ist, d.h. je weniger Salze es gelöst enthält, desto mehr CH geht in Lösung.

Nach Lösung des im Zementstein enthaltenen CH geben auch die Calciumsilikathydrate einen Teil ihres Calciums als CH ab, wobei eine gallertartige Kieselsäure auf der Betonoberfläche zurückbleibt. Sachgerecht hergestellter, d.h. dichter Beton ist jedoch auch gegen sehr weiches Wasser widerstandsfähig [4,30].

Ist im Wasser zusätzlich Kohlensäure gelöst, so besitzt das Wasser ein größeres Lösevermögen. Durch das Umsetzen des CH mit Kohlensäure  $H_2CO_3$  entsteht Calciumcarbonat  $CaCO_3$ , welches bei weiterem Nachströmen von kohlensäurehaltigem Wasser in das leicht lösliche Calciumbikarbonat umgewandelt wird und mit der Zeit aus dem Beton herausgespült wird. Die aggressive Wirkung kohlensäurehaltiger Wässer ist jedoch nicht proportional dem Gehalt an Kohlensäure, sondern hängt noch wesentlich von der Härte, bzw. dem Kalkgehalt und dem damit zusammenhängenden Bindevormögen des Wassers für Kohlensäure ab [31].

Die Beurteilung des Angriffsgrades von Wässern ist in DIN 4030 [15] festgelegt, siehe Tabelle 2.2.

##### 2.4.4.1.2 Säuren

Ein Maß für den Angriffsgrad von Säuren ist deren pH-Wert. Je niedriger der pH-Wert, desto stärker korrodierend wirkt die Säure. Eine Ausnahme bildet die kalklösende Kohlensäure, siehe Abschnitt 2.4.4.1.1.

Starke Säuren, z.B. Salz-, Schwefel- oder Salpetersäure lösen alle Bestandteile des Zementsteins unter Bildung von leichtlöslichen Salzen sowie Kieselgel auf. Solche Säuren können vor allem in Abwässern auftreten. Schwache Säuren lösen nur das Calciumhydroxid in größeren Mengen und führen erst nach längerer Einwirkung zu Schäden.

Die betonangreifende Wirkung der wichtigsten Säuren ist aus Tabelle 2.5 ersichtlich.

Betonangriff durch		
<u>Säuren</u>	<u>Salze</u>	<u>organische Stoffe</u>
Name	Name	Name
<u>Anorganische Säuren</u>	<u>Sulfate</u>	<u>Kraftstoffe</u>
Schwefelsäure H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> 3	Natriumsulfat Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> 3	Benzin 0
schwefl. Säure H <sub>2</sub> SO <sub>3</sub> 3	Kaliumsulfat K <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> 3	Superkraftstoff 0
Salzsäure HCl 4	Calciumsulfat CaSO <sub>4</sub> 3	Dieselöl 0
Salpetersäure HNO <sub>3</sub> 4	Ammoniumsulf. NH <sub>4</sub> SO <sub>4</sub> 4	<u>Teerprodukte</u>
Phosphorsäure H <sub>3</sub> PO <sub>4</sub> 1	Magnesiumsulfat MgSO <sub>4</sub> 4	Benzol 0
Schwefelwasserst. H <sub>2</sub> S 2	Eisensulfat Fe <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> 4	Teeröle 1
Kohlensäure H <sub>2</sub> CO <sub>3</sub> 2	<u>Chloride</u>	Phenole 1
Flußsäure HF 2	Natriumchlorid NaCl 0	<u>Mineralöle</u>
	Kaliumchlorid KCl 0	Heizöl, leicht 0
	Calciumchlorid CaCl 0	Heizöl, schwer 0
	Ammoniumchlorid NH <sub>4</sub> Cl 4	Schmieröl 0
	Magnesiumchlorid MgCl 4	<u>pflanzliche u. tierische</u>
<u>Organische Säuren</u>	Eisenchlorid FeCl <sub>3</sub> 2	<u>Fette und Öle</u>
Ameisensäure 1	Aluminiumchlorid AlCl <sub>3</sub> 2	Olivenöl 2
Essigsäure 2	<u>Nitrate</u>	Leinöl 2
Gerbsäure 2	Natriumnitrat NaNO <sub>3</sub> 0	feste Fette 1
Humussäure 1	Kaliumnitrat KNO <sub>3</sub> 0	
Milchsäure 2	Calciumnitrat CaNO <sub>3</sub> 0	
Oxalsäure 0	Ammoniumnitrat NH <sub>4</sub> NO <sub>3</sub> 3	
Weinsäure 0	<u>Sulfide</u>	
Gärflüssigkeiten 2	Fluoride 0	
	Silikate 0	
	Karbonate 0	

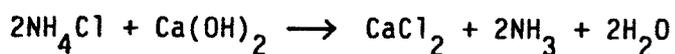
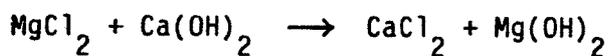
0 kein 1 schwacher 2 mittlerer 3 starker 4 sehr starker Angriff

Tabelle 2.5: Betonaggressivität verschiedener Stoffe  
(zusammengestellt nach [29])

#### 2.4.4.1.3 Salze

Salze sind als Neutralisationsprodukte von Säuren in der Regel nicht betonangreifend. Ausnahmen bilden die Sulfate, siehe Abschnitt 2.4.4.2.1 sowie Salze, die aus Basen, die schwächer als das im Zementstein vorhandene Calciumhydroxid sind, entstehen. Dazu gehören insbesondere Magnesium- und Ammoniumsalze, welche das Calciumion unter Abgabe ihres Magnesium-, bzw. Ammoniumanteils aufnehmen und deshalb auch austauschfähige Salze genannt werden.

Als Beispiel hierfür seien die Reaktionen des Magnesium- und Ammoniumchlorids genannt:



Das bei diesen Reaktionen entstehende Calciumchlorid  $\text{CaCl}_2$  ist stark wasserlöslich und wird weggeführt, so daß von einem lösenden Angriff gesprochen werden kann. Während das sich gleichzeitig bildende Magnesiumhydroxid  $\text{Mg(OH)}_2$  als gallertartige dichtende Masse ausgeschieden wird und somit den weiteren Angriff abschwächt, entsteht beim Angriff von Ammoniumchlorid Ammoniak, welches gasförmig entweicht und somit nicht korrosionshemmend wirkt.

Die betonangreifende Wirkung der wichtigsten Salze ist aus Tabelle 2.5 ersichtlich.

#### 2.4.4.1.4 Laugen

Von den Bestandteilen des Zementsteins wird nur das Calciumaluminathydrat durch Laugen angegriffen und umgesetzt. Infolgedessen sind Betone, welche mit Zementen mit niedrigem  $\text{C}_3\text{A}$ -Gehalt hergestellt wurden, gut (PZ-Zemente) bis sehr gut (HS-Zemente) laugenbeständig.

Der früher verwendete Tonerdeschmelzzement ist wegen seines hohen Aluminat-Gehaltes nur gering laugenbeständig [29,32].

#### 2.4.4.1.5 Fette und Öle

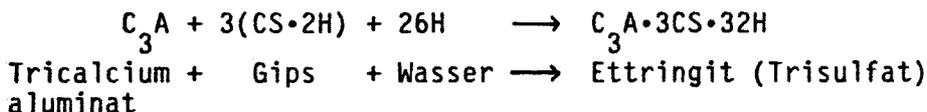
Organische Fette und Öle enthalten alle kleinere und größere Anteile an freien Fettsäuren, die wie andere schwache Säuren auch den Beton angreifen können [30].

Die betonangreifende Wirkung von Fetten und Ölen ist aus Tabelle 2.5 ersichtlich.

#### 2.4.4.2 Treibender Angriff

##### 2.4.4.2.1 Sulfattreiben

Dringen in den Beton Sulfatlösungen ein, so kann es zur Anlagerung von Gips an das im Zementstein enthaltene Calciumaluminat  $C_3A$  kommen, wobei das Reaktionsprodukt Ettringit durch den Einbau einer großen Menge an Kristallwasser ein wesentlich größeres Volumen besitzt als die Ausgangsstoffe. Dadurch kommt es zu einer Druckausübung des entstehenden Ettringits auf seine Umgebung, was zu Ribbildungen bis hin zur Zerstörung des Betons führen kann [30].



Bei hohen Sulfatkonzentrationen (etwa  $> 1200 \text{ mg SO}_4^{2-}/\text{l}$ ) kann alleine durch das Vorliegen von Calciumhydroxid  $Ca(OH)_2$  die Voraussetzung für eine Gipsbildung im Zementstein gegeben sein [30]. In diesem Fall ist die Sulfatkonzentration so groß, daß das Löslichkeitsprodukt von Gips in einem Calciumhydroxid-Medium überstiegen wird [33]. Wegen der Gefahr des Sulfattreibens ist auch die Gipsmenge, die dem Zement zur Regelung des Abbindevorgangs zugegeben werden darf, begrenzt. Eine Kristallisation der Sulfatsalze in den Poren (z.B.  $CaSO_4 + 2H_2O \longrightarrow CaSO_4 \cdot 2H_2O$ ) kann aufgrund einer Volumenvergrößerung ebenfalls schädigend wirken [34].

Meerwasser wäre aufgrund seines hohen Sulfatgehaltes eigentlich als sehr stark betonangreifend gemäß Tabelle 2.2 einzustufen. Es hat sich jedoch gezeigt, daß Meerwasser weit weniger schädigend wirkt als reine Sulfatlö-

sungen gleicher Konzentration [35]. Es wird angenommen, daß der gleichzeitig vorhandene hohe Chloridgehalt des Meerwassers den Sulfatangriff abschwächt [34,35].

#### 2.4.4.2.2 Alkalitreiben

Einige, vor allem in Norddeutschland und Skandinavien vorkommende Zuschlagstoffe enthalten reaktionsfreudige, amorphe Kieselsäure, z.B. als Flint oder Opal, welche sich mit den in der Porenlösung des Zementsteins enthaltenen Laugen Kaliumhydroxid KOH und Natriumhydroxid NaOH schon bei Raumtemperatur zu Wasserglas (=Alkalisilikate) umsetzen können.

Wasserglas nimmt aus seiner Umgebung Wasser auf, was zu Treiberscheinungen im Beton führt. Das Ausmaß der Schädigung infolge Alkalitreiben hängt von verschiedenen Bedingungen ab, z.B. von dem Alkalihydroxidgehalt in der Porenlösung sowie dem Feuchtigkeitsgehalt des erhärteten Betons [36].

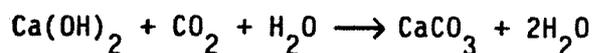
#### 2.4.4.2.3 Kalk- und Magnesiatreiben

Im hochgebrannten Zementstein enthaltener(s), nichtgebundener(s) oder freier Kalk CaO, bzw. Magnesiumoxid MgO reagiert sehr langsam unter Einwirkung von Wasser, was mit einer Volumenvergrößerung verbunden ist [29, 37]. Treten solche Reaktionen im bereits erhärteten Beton auf, so können sie zu einer Schädigung des Betons führen. Aus diesem Grund ist ein Höchstgehalt des Zementes an Magnesiumoxid in der DIN 1164, Teil 1 [38] vorgeschrieben. Ein unzulässig hoher Gehalt an freiem Kalk wird durch den "Kochversuch" nach DIN EN 196, Teil 3 [39] nachgewiesen.

#### 2.4.4.3 Karbonatisierung

Bereits kurz nach dem Anmachen besitzt Beton einen pH-Wert größer als 12 [40,41]. Dieses stark alkalische Milieu wird in erster Linie durch das bei der Reaktion des Zementes freigesetzte Calciumhydroxid CH verursacht. Im erhärteten Zementstein liegt das schwach wasserlösliche CH als gesättigte Porenlösung vor [42].

Dringt nun Kohlendioxid CO<sub>2</sub> aus der Luft in die Poren des Betons ein, so reagiert es im Laufe der Zeit mit dem Calciumhydroxid nach folgender Gleichung:



Als Reaktionsprodukt entsteht das kaum lösliche Calciumcarbonat  $\text{CaCO}_3$ , wodurch der pH-Wert des Betons auf Werte unter 9 absinkt. Auch Teile der CSH-Phase nehmen am von außen nach innen fortschreitenden Karbonatisierungsvorgang teil [42].

Die Karbonatisierungsgeschwindigkeit hängt von einer Reihe von Parametern ab z.B.:

- Die rel. Luftfeuchte: Bei einer Luftfeuchtigkeit von 50 bis 70 % ist die Karbonatisierungsgeschwindigkeit am größten; unter Wasser ist sie null [43,44].
- Die Durchlässigkeit des Betons: Die Karbonatisierungsgeschwindigkeit ist umso niedriger, je dichter der Beton ist.
- Die Zementart: Betone aus hüttensandreichen Zementen karbonatisieren bei sonst gleichen Bedingungen schneller als Betone aus reinem Portlandzement [9,29,30,45].

Die Veränderung des Zementsteins infolge Karbonatisierung stellt nicht notwendigerweise eine Schädigung des Betons dar. Sie kann aufgrund der Verdichtung der Porenstruktur zu einer Verbesserung der mechanischen Eigenschaften und zu einer Reduzierung der Durchlässigkeit gegen Gase und Flüssigkeiten führen [9,42]. Die Karbonatisierung kann jedoch den Korrosionsschutz der Bewehrung aufheben, siehe Abschnitt 2.4.6. Bezüglich der mathematischen Beschreibung des Karbonatisierungsfortschritts siehe Abschnitt 2.7.

#### 2.4.5 Eindringen von Chloriden

Chloride dringen in wassergesättigten Beton infolge eines Diffusionsprozesses ein. Wirkt chloridhaltiges Wasser auf ganz oder teilweise trockenen Beton ein, so überlagert sich dem Diffusionsprozeß eine kapillare Aufnahme chloridhaltigen Wassers, wodurch die Chloridionen in Form eines sogenannten Huckepacktransports wesentlich schneller in den Beton eindringen können als bei reiner Diffusion [21,46]. Demzufolge sind Bereiche einer Betonkonstruktion, die einem häufigen Wechsel zwischen Befeuchtung und Austrocknung unterliegen, am stärksten gefährdet, z.B. der Spritzwasserbereich von Brückenkonstruktionen [47].

Zusätzlich muß jedoch beim Eindringen von Chloridionen in Beton sowohl durch Diffusion als auch durch kapillare Wasseraufnahme die chemische und adsorptive Bindung von Chloridionen im Zementstein beachtet werden, die entscheidend von der Art des verwendeten Bindemittels abhängt [48,49,50]. Betone aus hüttensandreichen Hochofenzementen sowie Betone mit puzzolanischen Zusatzstoffen besitzen im allgemeinen eine höhere Bindekapazität gegenüber Chloriden als Betone aus reinen Portlandzementen.

Über die mathematische Formulierung des Eindringens von Chloriden in Beton siehe Abschnitt 2.7.

#### 2.4.6 Korrosion der Bewehrung

Im hohen alkalischen Milieu des Betons mit pH-Werten  $> 12$  bildet sich auf der Oberfläche des im Beton eingebetteten Bewehrungsstahls eine Passivschicht aus einer dünnen Oxidhaut [40,51]. Diese Passivschicht schützt den Stahl vor Korrosion. Im vereinfachten Pourbaix-Diagramm (Bild 2.6) lassen sich die Bereiche mit Korrosionsgefahr bzw. Passivierungsschutz in Abhängigkeit vom pH-Wert einer wässrigen Lösung, in die Eisen, bzw. Stahl eingetaucht wird, darstellen [52].

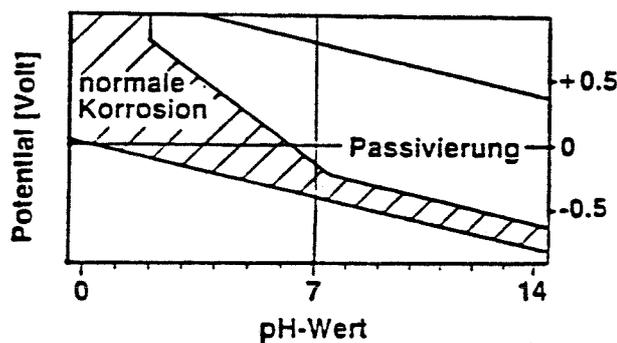
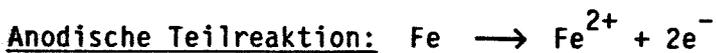


Bild 2.6: Vereinfachtes Pourbaix-Diagramm bei 25 °C für Eisen und Stahl in wässriger Lösung [52]

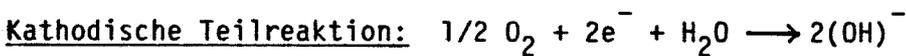
Nach Volkwein [46] liegen die normalen Potentiale für Betonstahl in der Praxis je nach Sauerstoffangebot zwischen +0,3 und -0,4 Volt. Aus Bild 2.6 erkennt man, daß dann der Stahl für einen pH-Wert zwischen 12 und 13 im Passivierungsbereich liegt. Verschiebt sich der pH-Wert infolge Karbonatisierung des Betons (siehe Abschnitt 2.4.4.3) auf Werte unter 9, gehen die Passivschicht und somit der Korrosionsschutz verloren, und es kann bei Vorhandensein von Feuchte und Sauerstoff zu einer Korrosion des Stahles kommen.

Voraussetzung für das Auftreten von Stahlkorrosion im Beton ist aber der Aufbau einer Potentialdifferenz, welche die Entstehung von Anode und Kathode zur Folge hat. Steht neben dem elektronenleitenden Metall noch ein Elektrolyt für den Transport der am Korrosionsvorgang beteiligten Ionen zur Verfügung, so stellt sich ein Lokalelement mit einem geschlossenen Stromkreis ein. In der Praxis ist das Porenwasser der Elektrolyt.

Der Korrosionsvorgang kann in einen anodischen und einen kathodischen Vorgang aufgeteilt werden. In Bild 2.7 ist dies schematisch dargestellt.



Die überschüssigen Elektronen im Stahl wandern zur Kathode und bilden dort zusammen mit Sauerstoff und Wasser Hydroxylionen.



Aus den Eisen- und Hydroxylionen bilden sich nach verschiedenen Zwischenprodukten, zu deren Bildung ebenfalls Sauerstoff benötigt wird [53], die Rostprodukte. Die Notwendigkeit des Vorhandenseins von Sauerstoff an der Kathode ist ein Grund, warum selbst im gerissenen Beton die Dicke und Dichtigkeit des ungerissenen Betons für den Korrosionsfortschritt entscheidend ist, denn für die Korrosionsgeschwindigkeit der Bewehrung im Bereich

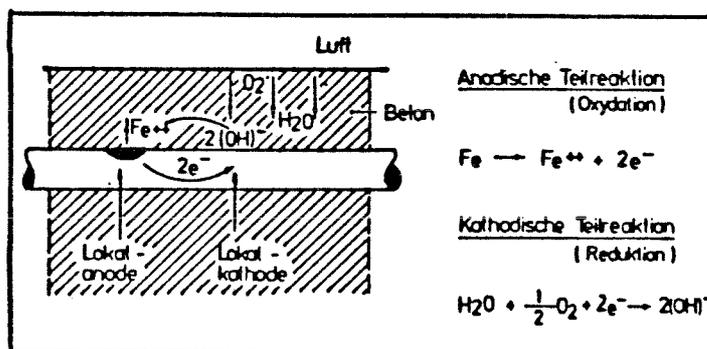
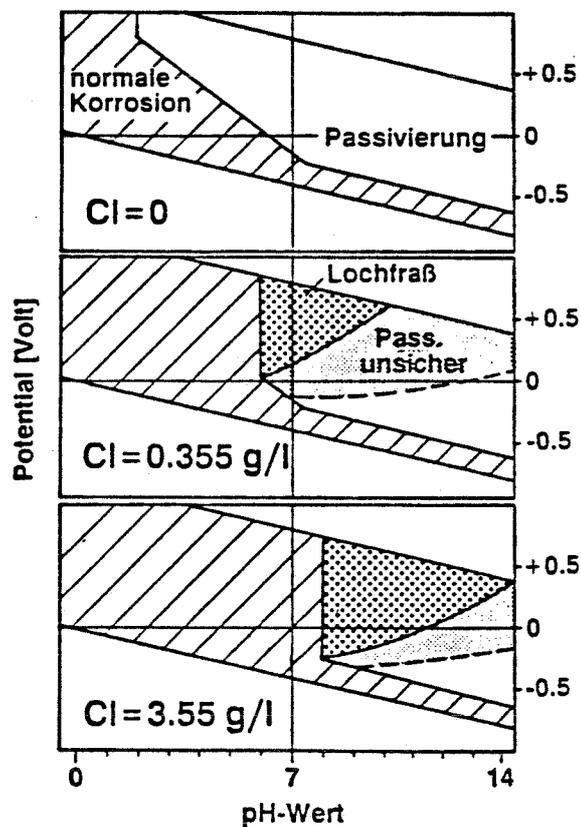


Bild 2.7: Schematisch Darstellung der Korrosion nach dem Lokalelementmechanismus. Depassivierung durch Karbonatisierung [20]

von Rissen (anodischer Bereich) ist die Geschwindigkeit der Sauerstoffdiffusion durch ungerissenen Beton zur Bewehrung (kathodischer Bereich) maßgebend. Dies zeigten Versuche, über deren Wertung in [20] berichtet wird.

Aber auch in nicht karbonatisiertem Beton kann es infolge des Eindringens von Chloridionen, z.B. aus Tausalzen oder aus der Luft in Meeresnähe zu einer örtlichen Zerstörung der Passivschicht und darauffolgender Stahlkorrosion (Lochfraßkorrosion) kommen.

Dies wird aus Bild 2.8 ersichtlich, in dem vereinfachte Pourbaix-Diagramme für verschiedene Chloridgehalte der Lösung dargestellt sind.



**Bild 2.8:** Vereinfachtes Pourbaix Diagramm mit Darstellung der Bereiche mit normaler und Lochfraßkorrosion [46]

Man erkennt, daß mit zunehmendem Chloridgehalt der Lösung auch bei pH-Werten von 12 bis 13 und den für Beton zu erwartenden Potentialen Stahlkorrosion möglich ist.

Zementstein besitzt eine bestimmte Bindekapazität für Chloridionen, so daß nicht alle in den Beton eindringenden Chloridionen als freie Ionen im Porenwasserbereich vorliegen. Siehe dazu auch Abschnitt 2.4.5. Allerdings kann in karbonatisiertem Beton als Friedelsches Salz bereits gebundenes Chlorid bei Zufuhr von  $\text{CO}_2$  wieder freigesetzt werden [54].

Ein eindeutiger kritischer Chloridgehalt, wie er z.B. anhand der Untersuchungen von Richartz [55] und Rechberger [56] zu 0,4% bzw. 1,0% bezogen auf die Zementmasse angegeben wird, existiert nach Schießl [20] wegen der Vielzahl von Einflußparametern nicht.

In [57] wird über Untersuchungen berichtet, nach denen der kritische Chloridgehalt auf den Hydroxylionengehalt ( $\text{OH}^-$ ) der Porenlösung bezogen werden muß, wobei ein Verhältniswert der Chloridionen zu den Hydroxylionen von 0,6 den kritischen Grenzwert darstellt. Da jedoch dieser Verhältniswert derzeit nicht mit vertretbarem Aufwand bestimmbar ist, schlägt Schießl [57] als oberen Grenzwert für Stahlbetonbauteile einen Chloridgehalt von 0,8%, bezogen auf die Zementmasse, vor. Voraussetzung hierfür ist jedoch eine den geltenden Normen entsprechende gute Qualität der Betondeckungsschicht bezüglich Dicke und Dichtigkeit.

Die oben genannten Korrosionsvorgänge gelten für Spannstähle gleichermaßen wie für normalen Bewehrungsstahl. Spannstähle sind im Vergleich zu schlaffem Bewehrungsstahl jedoch gefährdeter, da sie durch ihre geringere Verformbarkeit ein spröderes Verhalten zeigen können. Dadurch können bei Einwirken von Zugspannungen hohe Kerbspannungen an den Korrosionsnarben entstehen [30]. Daher sollten Grenzwerte des kritischen Chloridgehaltes für Spannbetonbauteile deutlich niedriger angesetzt werden als für Stahlbetonbauteile [57].

Die Korrosionsprodukte, die infolge Karbonatisierung und darauffolgender Korrosion oder Chloridkorrosion an der Stahloberfläche entstehen, haben ein größeres Volumen als die Ausgangsstoffe und üben somit einen Druck auf den sie umgebenden Beton aus. Dies führt zu Abplatzungen der Betondeckung und zum Freilegen des Bewehrungsstahles.

## 2.5 Prüfung des Korrosionswiderstandes von Beton

Bei der Beschreibung der nationalen und internationalen Normen, Richtlinien und Empfehlungen zur Prüfung des Korrosionswiderstandes von Beton werden die Ausführungen im folgenden auf die Hauptbeanspruchungsarten Karbonatisierung, Frost- und Frost-Tausalzbeanspruchung, Chlorideindringen und Sulfatreiben beschränkt.

### 2.5.1 Karbonatisierung

Bei der Karbonatisierung von Beton, siehe Abschnitt 2.4.4.3, wird der pH-Wert des Betons von Werten zwischen 12 bis 13 auf Werte unter 9 verschoben, wodurch eine Korrosionsgefahr des Bewehrungsstahles entsteht. Die Karbonatisierungstiefe wird im allgemeinen durch Besprühen von frischen Betonbruchflächen mit einem Farbindikator bestimmt.

Als Indikatorlösung wird eine wässrige, 0,1 bis 1%ige Phenolphthaleinlösung verwendet, welche in einem Bereich von 8,2 bis 10 umschlägt [58], so daß der nicht karbonatisierte Bereich sich rot färbt, während der karbonatisierte Bereich farblos bleibt.

### 2.5.2 Frostwiderstand

Aufgrund der Schwierigkeit der Beschreibung einer Frostbeanspruchung von Beton im Bauwerk bezüglich der Häufigkeit und Intensität der Frost-Tauwechsel sowie des Feuchtegehaltes des dem Frost ausgesetzten Bauteiles können Prüfverfahren zur Bestimmung des Frostwiderstandes von Betonen an Parallelproben die Bauwerksbeanspruchung nicht wiedergeben. Die Ergebnisse solcher Untersuchungen stellen daher im besten Fall Relativwerte dar, mit denen der Frostwiderstand unterschiedlicher Betone verglichen werden kann.

Ausführlich mit der Problematik der Prüfung des Frostwiderstandes von Beton hat sich Fagerlund [59,60,61] beschäftigt. Als wesentliche Größe zur Beschreibung des Frostwiderstandes von Beton sieht er die Zeit, die ein Beton bei Wasseraufnahme benötigt, um einen kritischen Sättigungsgrad zu erreichen. Als kritischer Sättigungsgrad ist dabei derjenige Wassergehalt definiert, ab dem bei einer Probe nach 6 definierten Frost-Tauwechseln

ein deutlicher Abfall des dynamischen E-Moduls des Probekörpers auftritt. Je höher das Kapillarporenvolumen eines Betons daher ist, desto schneller wird sein kritischer Sättigungsgrad erreicht sein und desto niedriger ist sein Frostwiderstand.

Demgegenüber benötigen Betone mit einem ausreichenden System künstlicher Luftporen sehr lange Zeit bis zum Erreichen des kritischen Sättigungsgrades. Sie besitzen somit einen sehr hohen Frostwiderstand. Für die Praxis bedeutet dies in der Regel, daß ein Beton mit hohem Frostwiderstand eine längere Zeit benötigt, um den kritischen Sättigungsgrad zu erreichen, als er Wasser ausgesetzt ist.

Da das von Fagerlund beschriebene Prüfverfahren [60,61] sehr arbeits- und zeitaufwendig ist, und somit für eine Standardprüfung nur in Ausnahmefällen in Frage kommt, werden meist einfachere Prüfverfahren eingesetzt. Wesentlich bei diesen Methoden ist aber stets der Feuchtezustand der Proben vor der Frost-Taubeanspruchung.

In den Prüfverfahren nach RILEM [62] und ASTM [63] werden Betonproben jeweils definierten Frost-Tauzyklen unterworfen. Als Maß für den Frostwiderstand werden die Längen-, Gewichts- oder dynamische E-Moduländerung nach einer bestimmten Anzahl von Frost-Tauzyklen herangezogen. Dabei ist auch stets die Vorbehandlung der Proben, d.h. der Feuchtezustand der Proben vor der Frost-Taubeanspruchung anzugeben. Die Prüfverfahren nach [62,63] weisen im Vergleich zu der Vorgehensweise von Fagerlund [59,60,61] den Nachteil auf, daß die Betonproben während der Frostprüfung laufend Wasser aufnehmen, so daß jeder Beton früher oder später einen kritischen Sättigungsgrad erreicht und im Versuch zerstört wird. Dies gilt auch für die Verfahren zur Prüfung des Frost-Tausalzwerstandes nach 2.5.3.

Setzer hat in jüngster Zeit eine Prüfmethode entwickelt, die diese Schwäche nur in abgeminderter Form besitzt und darüber hinaus den Einfluß der kapillaren Saugfähigkeit eines Betons auf seinen Frost- bzw. Frost-Tausalzwerstand mit erfaßt [64]. Das Verfahren war zum Zeitpunkt der Untersuchungen, über die hier berichtet wird, noch nicht bekannt.

Nach dem von Setzer entwickelten Verfahren lagern die Proben vor Versuchsbeginn bis zur Massenkonstanz im Klima 20°C, 65% r.F.. Eine, zwei oder vier Wochen unmittelbar vor der Befrostung werden die Proben einzeln in je einem Behälter auf 10 mm hohen Leisten liegend 5 mm tief in Wasser oder in 3%ige NaCl-Lösung getaucht. Die Eintauchtiefe wird durch Nach-

gießen konstant gehalten und die Behälter werden abgedichtet. Aus der Wasseraufnahme während der Vorlagerung, die ausschließlich kapillar erfolgt, ergibt sich der aktuelle Sättigungsgrad der Proben. Zur Prüfung werden die Proben in den Behältern mit Wasser oder der Tausalzlösung den Frost-Tauzyklen unterworfen.

### 2.5.3 Frost-Tausalzwiderstand

Die Schwierigkeiten bei der Prüfung des Frostwiderstandes gelten auch stets für die Prüfung des Frost-Tausalzwiderstandes. Neben den nicht bekannten Schwankungen bezüglich Häufigkeit und Intensität der Frosteinwirkung und des Feuchtegehaltes im Bauwerk kommt bei der Frost-Tausalzbeanspruchung noch die Ungewißheit über die Taumittelmenge und die Häufigkeit der Beaufschlagung mit Taumitteln hinzu.

Bei der Betrachtung der in der Literatur beschriebenen Prüfverfahren kann man im wesentlichen zwischen zwei Verfahrensarten unterscheiden.

#### 2.5.3.1 Eintauchverfahren

Bei diesen Verfahren wird der ganze Probekörper in eine Salzlösung eingetaucht und definierten Frost-Tauzyklen unterworfen. Bei dem Verfahren des DBV [65] werden die Proben während der Abkühlung in eine gesättigte NaCl-Lösung getaucht und anschließend in einem Wasserbad aufgetaut.

Demgegenüber werden die Proben beim Verfahren des VDZ [66] in eine 3%ige NaCl-Lösung getaucht und verbleiben darin sowohl während des Abkühl- als auch des Auftauprozesses. Die im Gegensatz zur gesättigten Lösung beim DBV-Verfahren verwendete 3%ige Lösung beim VDZ-Verfahren [68] wird damit begründet, daß nach Ergebnissen von Verbeck [67], auch in [75], die ungünstigste Beanspruchung bei Salzkonzentrationen von 3 bis 5% beobachtet wurde.

Als Maß des Frost-Tausalzwiderstands werden bei den Eintauchverfahren der Gewichts- oder Volumenverlust der Proben nach einer bestimmten Anzahl von Frost-Tauzyklen angegeben.

#### 2.5.3.2 Aufstreuverfahren

Bei den Aufstreuverfahren werden plattenförmige Probekörper hergestellt,

auf deren Oberfläche ein Aufsatzrahmen dicht aufgebracht wird. Bei der Durchführung der sich anschließenden Frost-Tauzyklen kann im wesentlichen zwischen zwei Arten unterschieden werden:

- Aufbringen einer etwa 5 mm dicken Schicht einer 3 bis 5%igen Tausalz-lösung auf die an den Rändern abgedichtete Prüffläche; danach Einfrieren und Auftauen der Prüfkörper nach bestimmten Zeitrhythmen. Zu dieser Art Beanspruchung gehören die Prüfverfahren nach ASTM [69], RILEM [70] und ÖNORM B 3306 [71].
- Aufbringen einer etwa 5 mm dicken Wasserschicht auf die an den Rändern abgedichtete Prüffläche; danach Einfrieren der Prüfkörper; nach bestimmter Zeit Aufstreuen von Tausalz auf die Eisschicht und Auftauen der Prüfkörper. Zu dieser Art der Beanspruchung gehören das Prüfverfahren des VDZ [66,72] und des BDB [73].

Bei allen Aufstreuverfahren wird der Frost-Tausalzwiderstand entweder durch die Tiefe der Oberflächenabwitterung, den Gewichtsverlust an der Oberfläche oder durch augenscheinliche Beurteilung nach einer bestimmten Anzahl von Frost-Tauzyklen bewertet. Auch hier ist wie bei der Beurteilung des Frostwiderstandes, siehe Abschnitt 2.5.2, die Behandlung der Prüfkörper vor der Frost-Tausalzbeanspruchung und der Wasseraufnahme während der Prüfung eine maßgebliche Einflußgröße. Daher ist es auch nicht möglich, eine absolute Größe des Frost-Tausalzwiderstandes anzugeben, die einen Vergleich von Betonen, die mit unterschiedlichen Verfahren geprüft wurden, zuläßt.

#### 2.5.4 Widerstand gegen Chlorideindringen

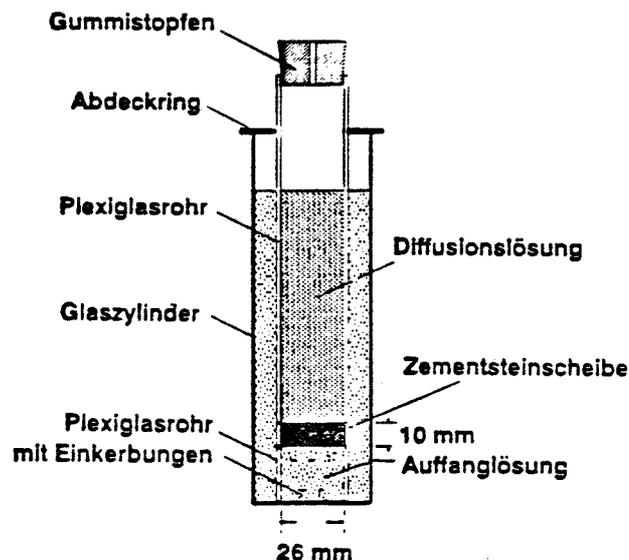
In Normen, Richtlinien oder Empfehlungen gegebene Verfahren oder Versuchsdurchführungen zur Bestimmung des Widerstandes von Beton gegen Chlorideindringen sind nicht bekannt.

Möglich ist das Eintauchen von Proben in, oder das Beaufschlagen einer Fläche mit einer Chloridlösung und anschließender Bestimmung des Chloridgehaltes. Das Eindringen von Chloriden kann jedoch je nach Ausgangsfeuchte des Betons und Lagerungsbedingungen während der Prüfung durch Diffusion oder durch einen, dem Diffusionsprozeß überlagerten kapillaren Saugvorgang erfolgen (siehe Abschnitt 2.4.5).

Daher ist eine experimentell bestimmte Chloridverteilung immer nur in Verbindung mit einer bestimmten Versuchsmethode aussagefähig, und das Ergebnis stellt wegen des nur ganz eingeschränkt herstellbaren Bezuges zur Praxis keinen Absolutwert dar. Es ist daher auch nicht möglich, den Widerstand gegen Chlorideindringen eines Betons, für den die Chloridverteilung im Labor durch einen Zeitrafferversuch bestimmt wurde, in Bezug auf einen zulässigen Grenzwert des Chloridgehaltes zu beurteilen.

Analysemethoden, mit denen der Chloridgehalt und die Verteilung an bereits mit Chloriden beaufschlagten Proben bestimmt werden kann, sind in der Richtlinie zur Bestimmung des Chloridgehaltes von Beton des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton [74] und in [75] beschrieben.

Brodersen [48] benutzte die in Bild 2.9 dargestellte Meßzelle zur Bestimmung der Transportgeschwindigkeit von Ionen im Zementstein infolge



**Bild 2.9:** Meßzelle zur Bestimmung der Transportgeschwindigkeit von Ionen im Zementstein [48]

Diffusion. Dabei wird eine Zementsteinscheibe auf ein Plexiglasrohr geklebt, welches mit einer Diffusionslösung gefüllt wird. Anschließend wird der Probenträger in einen Zylinder mit einer Auffanglösung eingetaucht, so daß nur die Oberseite der Zementsteinprobe mit der Auffanglösung in Verbindung steht. Nach bestimmten Zeiten kann der Chloridgehalt der Auf-

fanglösung gemessen und daraus der Diffusionskoeffizient bestimmt werden.

In den USA wurde eine Methode entwickelt, mit der nicht der Chloridgehalt an sich, sondern der Widerstand von Beton gegen Chlorideindringen in kurzer Zeit in Laborversuchen ermittelt wird [76,77].

Dabei werden zwei mit verschiedenen Lösungen gefüllte Plexiglaszellen über einen Betonzylinder (Durchmesser 100 mm, Länge 50 mm) verbunden. Während die eine Zelle mit einer NaCl-Lösung gefüllt ist, enthält die andere Zelle eine Alkalilösung. An die über den mehr oder weniger gut leitenden Betonzylinder verbundenen Zellen wird eine Gleichspannung von 60 Volt für die Dauer von 6 h angelegt. Als Maß für die Chloriddurchlässigkeit wird die Ladung in Coulomb (Stromstärke, die während der Versuchsdauer durch den Probekörper fließt, multipliziert mit der Zeit) herangezogen.

Die "American Association of State Highway and Transport Officials" (AASHTO) hat diese Methode als Standard Testmethode übernommen, wobei auch Grenzwerte für hohe, mittlere, niedrige, sehr niedrige und vernachlässigbar geringe Chloriddurchlässigkeiten angegeben werden [79]. Die Aussagefähigkeit der damit erzielten Ergebnisse wird jedoch in Frage gestellt [78].

#### 2.5.5 Widerstand gegen Sulfatreiben

Bei den Methoden zur Bestimmung des Sulfatwiderstandes über die in der Literatur berichtet ist [80,81,82], werden vorzugsweise Proben aus Zementstein oder Mörtel für bestimmte Zeit in Sulfatlösungen getaucht und ihr Widerstand gegen Sulfatreiben durch Messung der Längenänderung während der Auslagerung ausgedrückt.

Auch hier können die Versuchsergebnisse wie bei den Frost-Tau(salz)- und Chlorideindringversuchen nur Relativwerte darstellen, die nur Vergleiche zwischen Betonen zulassen, die nach der gleichen Methode geprüft wurden. Eine unmittelbare Übertragung auf baupraktische Verhältnisse ist nicht möglich.

Eine weitere Möglichkeit zur Bestimmung des potentiellen Sulfatwiderstandes von Mörtel oder Beton aus Portlandzement ist in ASTM C452-81 wiedergegeben [83]. Dabei wird Zementmörtel mit einem bestimmten Gipsgehalt nach definierten Bedingungen hergestellt und die Prismen nach dem Ausschalen in ein Wasserbad getaucht. Als Maß für den potentiellen Sulfatwiderstand wird die Längenänderung der Probe nach bestimmten Auslagerungszeiten herangezogen.

Bei Untersuchungen, über die u.a. in [82] berichtet ist, werden Längenänderungen von Mörtelprismen 10/40/160 mm nach Lagerung in 10%-Sulfatlösung als Kriterium für den Sulfatwiderstand von Mörteln herangezogen.

In Deutschland ist ein hoher Sulfatwiderstand eines Zements durch Anfügen der Buchstaben HS (hoher Sulfatwiderstand) an den Namen des Zementes gekennzeichnet, siehe Abschnitt 2.6.1. Eine genormte Versuchsmethode zur Bestimmung des Sulfatwiderstandes von Beton gibt es jedoch nicht.

## 2.6 Kenngrößen der Dauerhaftigkeit

Die im Abschnitt 2.5 angegebenen Methoden zur Bestimmung des Widerstandes von Beton gegen verschiedene chemische und physikalische Angriffsmechanismen sind arbeits- und zeitaufwendig. Eine direkte Übertragung auf baupraktische Verhältnisse ist nur ganz eingeschränkt und in Ausnahmefällen möglich. Es wird daher besonders in jüngster Zeit versucht, den Korrosionswiderstand von Beton und Stahlbeton indirekt mit Hilfe von schnell bestimmbar Materialkenngrößen zu beschreiben. Dabei kann im wesentlichen zwischen folgenden Vorgehensweisen unterschieden werden:

- **Z u s a m m e n s e t z u n g** d e s **B e t o n s** in Verbindung mit Anforderungen an die **N a c h b e h a n d l u n g** als Maß für den Korrosionswiderstand von Beton
- Korrelation des Korrosionswiderstandes mit Kenngrößen der mechanischen Eigenschaften von Beton, insbesondere der **B e t o n d r u c k f e s t i g k e i t**
- Korrelation des Korrosionswiderstandes mit dem **W i d e r s t a n d** des Betons gegen das **E i n d r i n g e n a g g r e s s i v e r**

M e d i e n; dabei sind insbesondere die Eigenschaften der den Bewehrungsstahl überdeckenden Betonschicht von Bedeutung. Im folgenden wird dieser Widerstand des Betons global als D u r c h - l ä s s i g k e i t bezeichnet

- Korrelation des Korrosionswiderstandes mit Kennwerten der P o r e n - s t r u k t u r des Betons, bzw. des Zementsteins.

Im folgenden werden aus der Literatur bekannte Ergebnisse bezüglich des Zusammenhanges zwischen Korrosionswiderständen von Beton und den genannten Kenngrößen beschrieben.

#### 2.6.1 Zusammensetzung des Betons und Nachbehandlung

Bei der Betrachtung des Einflusses der Zusammensetzung sowie der Nachbehandlung von Beton auf den Widerstand der Betone gegenüber verschiedenen Korrosionsformen kann man im wesentlichen zwischen drei Gruppen von Parametern unterscheiden:

Eine Änderung des betrachteten Parameters hat

- eine Änderung des Verhaltens des Betons gegenüber allen Korrosionsformen in gleicher Weise zur Folge,
- je nach betrachteter Korrosionsform einen unterschiedlichen Einfluß,
- nur gegenüber ganz bestimmten Korrosionsformen einen (günstigen) Einfluß.

##### 2.6.1.1 Wasserzementwert und Nachbehandlung

Zur ersten der oben genannten Gruppen gehören der Wasserzementwert und die Dauer der Nachbehandlung. Eine Erniedrigung des w/z-Wertes, bzw. eine Verlängerung der Nachbehandlung hat eine Erhöhung aller Korrosionswiderstände des Betons zur Folge, da mit diesen Maßnahmen eine dichtere Struktur des Betons erzielt wird.

Über Untersuchungen des Einflusses des w/z-Wertes auf verschiedene Korro-

sionswiderstände wurde in [40,84] (w/z-Wert und Karbonatisierung), [66] (w/z-Wert und Frost-Tausalz widerstand), und [47,85] (w/z-Wert und Chloridangriff) berichtet. Der Einfluß der Nachbehandlung ist z.B. in [40, 43] (Nachbehandlung und Karbonatisierung), [86,87,88] (Nachbehandlung und Frost-Tausalz widerstand), und [89,90] (Nachbehandlung und Chlorideindringen) untersucht worden.

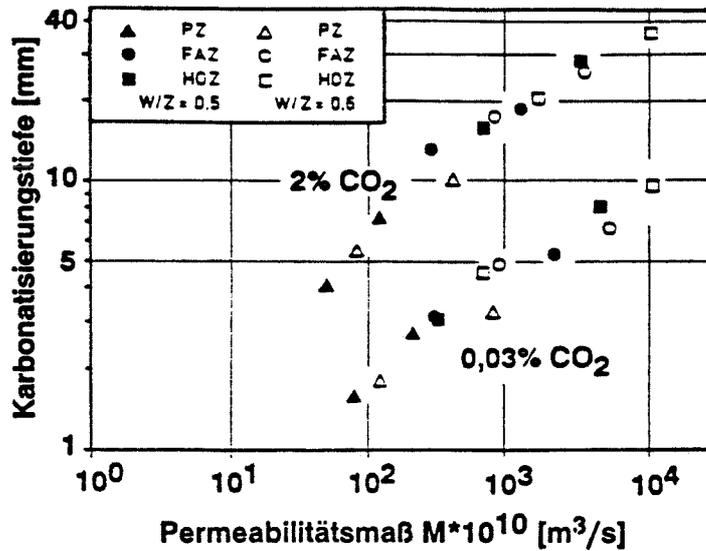
#### 2.6.1.2 Zementart und Zementgehalt

Zur zweiten der genannten Gruppen gehört die gewählte Zement- bzw. Bindemittelart. Der Zement kann je nach betrachteter Korrosionsform für einen Beton mehr oder weniger geeignet sein.

Der Karbonatisierungswiderstand verschiedener Betone aus unterschiedlichen Zementen bei sonst gleicher Betonzusammensetzung ist in der Literatur vielfach untersucht worden. Meist wird dazu die zeitliche Veränderung der Karbonatisierungstiefe dargestellt. Dabei zeigt sich, daß Betone aus Hochofenzement schneller karbonatisieren als reine Portlandzementbetone und dies umso mehr, je höher der Hüttensandgehalt der Hochofenzemente ist [41,45,91].

Der Grund für dieses Verhalten wird dem im Vergleich zu Hochofenzement höheren, bei der Hydratation von Portlandzement freigesetzten Calciumhydroxidgehalt zugeschrieben. Da jedoch auch die CSH-Phasen an dem Karbonatisierungsvorgang teilnehmen und somit eine Art Pufferwirkung ausüben, kann der Karbonatisierungswiderstand nach Smolczyk et al [92] nicht linear mit zunehmendem Hüttensandgehalt abnehmen.

Genauere Aussagen hierüber können nur gemacht werden, wenn die Karbonatisierungstiefe nach bestimmten Zeiten über den die Karbonatisierung bestimmenden Parameter, den Diffusionswiderstand des Betons gegenüber  $\text{CO}_2$ , oder ihm proportionale Größen dargestellt wird. Eine solche Untersuchung wurde von Hardt [93] durchgeführt, der an unterschiedlich zusammengesetzten Betonen die Permeabilität der karbonatisierten, oberflächennahen Bereiche gegenüber Luft, und direkt anschließend die Karbonatisierungstiefen bestimmte. Bei Auftrag der Permeabilität über den zugehörigen Karbonatisierungstiefen zeigte sich, daß die Wertepaare aller Betone auf einer Kurve lagen, also von der Zementart unabhängig waren, siehe Bild 2.10.



**Bild 2.10:** Abhängigkeit der Karbonatisierungstiefe von der Permeabilität der karbonatisierten, oberflächennahen Schichten [93]

Das bedeutet, daß für eine unterschiedlich schnelle Karbonatisierung der Betone in erster Linie die Durchlässigkeit des karbonatisierten Betons, die von der Permeabilität des nicht-karbonatisierten Betons und seiner Veränderung durch die Karbonatisierung bestimmt wird, verantwortlich ist, und nicht der unterschiedliche CH-Gehalt. Bier [9] fand bei seinen Untersuchungen, daß ein Zementstein aus Hochofenzement im Gegensatz zu Zementstein aus Portlandzement infolge einer Karbonatisierung eine durchlässigere Struktur bildet, und somit schneller karbonatisiert.

Auch bei der Verwendung von Puzzolanen, z.B. Flugasche, Silica Fume oder natürlichen Puzzolanen, die bei ihrer Reaktion sogar Calciumhydroxid verbrauchen, sinkt der Karbonatisierungswiderstand nicht linear mit steigendem Puzzolangehalt [94,95].

Meyer et al [45] fanden, daß ein  $C_3A$ -armer Portlandzement unter sonst gleichen Voraussetzungen schneller karbonatisiert als ein normaler Portlandzement.

Über den Einfluß der Zementart auf den Frost-Tausalz-  
widerstand liegen unterschiedliche, zum Teil sogar widersprüchliche  
Ergebnisse vor. Eine Zusammenfassung hierüber gibt [96]. Bei Betonen  
mit hüttensandreichen Hochofenzementen (>60% HS) zeigte sich in einigen  
Untersuchungen [66,87,88], daß die Verwendung von Luftporenbildnern nicht  
zu der erwünschten und bei anderen Zementarten erreichten Verbesserung  
des Frost-Tausalzwiderstandes führt. Mörtel mit Flugasche zeigten ein  
ähnliches Verhalten gegenüber Frost-Tausalzbeanspruchung wie reiner PZ-  
Mörtel [97].

Allgemein gilt, daß bei der Beschreibung des Frost-Tau(salz)widerstandes  
weniger die Zementart als vielmehr das Luftporensystem von entscheidender  
Bedeutung ist (siehe Abschnitt 2.6.1.3).

Eine Zusammenfassung über den Einfluß der Zementart auf den Widerstand  
gegen das Eindringen von Chloriden gibt [90]. Allgemein steigt der Widerstand  
gegen Chlorideindringen mit zunehmendem Hüttensandanteil des Zementes an.  
Voraussetzung hierfür ist jedoch eine ausreichende Hydratation des Zements.

Ähnliches gilt für die Verwendung von Flugasche. Lukas [98] fand für Be-  
tone mit Flugaschezusätzen von 30% des Zementgehaltes deutlich niedrigere  
Chlorideindringtiefen als für vergleichbare Betone aus Portlandzement oh-  
ne Flugasche.

Bei Betonen aus reinen Portlandzementen nimmt der vom Zementstein gebun-  
dene Chloridanteil mit sinkendem  $C_3A$ -Anteil ab [90], was zu einer  
scheinbaren Verringerung des Widerstandes gegen Chlorideindringen führt.  
Diese Aussage konnte jedoch von Rehm et al [47] nicht bestätigt werden.

Bei der Betrachtung des Chlorideindringens zusammen mit der Frost-Tau-  
salzbeanspruchung ist zu beachten, daß es als Folge des geringen Frost-  
Tausalzwiderstandes von hüttensandreichen Hochofenzementen zu einer  
Schädigung der Betonstruktur kommen kann und somit ein Eindringen von  
Chloriden deutlich erleichtert wird.

In den Beton eindringende Sulfationen reagieren vornehmlich unter Anlage-  
rung von Gips mit den Aluminaten des Zementsteins (siehe Abschnitt  
2.4.4.2.1). Daher steigt auch der Widerstand gegen Sulfat-  
treiben mit abnehmendem  $C_3A$ -Gehalt des Zementes. In [80]

wird über Versuche berichtet, in denen normale Portlandzemente,  $C_3A$ -arme Portlandzemente ( $C_3A$ -Gehalt  $< 1\%$ ) und Hochofenzemente mit Hüttensandgehalten von bis zu 82% Sulfatlösungen ausgesetzt waren. Dabei zeigte sich, daß der Sulfatwiderstand der Betone mit zunehmendem Hüttensandgehalt der Zemente zunahm. Auch Betone aus  $C_3A$ -armem PZ zeigten einen hohen Sulfatwiderstand.

Nach Versuchen von Schubert und Lühr [82] steigt der Sulfatwiderstand von Betonen aus Portlandzement mit Flugasche im Vergleich zu Betonen aus Portlandzement ohne Flugasche an. Das relative Ausmaß dieser Verbesserung wird vom  $C_3A$ -Gehalt des Zementes bestimmt. Mit abnehmendem  $C_3A$ -Gehalt und damit erhöhtem Sulfatwiderstand des Portlandzementes fällt diese Verbesserung geringer aus.

Die hier genannten Ergebnisse bezüglich des Einflusses der Zementart auf den Sulfatwiderstand von Betonen sind auch in den Normen berücksichtigt. In der DIN 1164, Teil 1, [38] werden folgende Anforderungen an Zemente mit hohem Sulfatwiderstand gestellt:

- Portlandzemente dürfen einen rechnerischen Gehalt an  $C_3A$  von höchstens 3% und einen Gehalt von  $Al_2O_3$  von höchstens 5% besitzen.
- Hochofenzemente müssen mindestens 70% Hüttensand und dürfen maximal 30% Portlandzementklinker enthalten.

In [45] wird über Versuche berichtet, in denen dem Einfluß des Zementgehaltes auf die Karbonatisierungstiefe nachgegangen wird. Dabei zeigt sich, daß eine Änderung des Zementgehaltes ohne Einfluß auf die Karbonatisierungstiefe war. Allerdings wird in [45] nicht erwähnt, welche Zementgehalte verwendet wurden. Weitere Untersuchungen über den Einfluß des Zementgehaltes auf Korrosionswiderstände, bei denen nur der Zementgehalt, und nicht gleichzeitig der w/z-Wert variiert wurde, liegen nicht vor. Es ist jedoch wahrscheinlich, daß der Einfluß des Zementgehaltes bei Betonen, deren Bindemittelgehalt in den in der Normung vorgeschriebenen Grenzen liegt, im Vergleich zu anderen Parametern (Zementart, w/z-Wert, Nachbehandlung) von geringerer Bedeutung ist.

### 2.6.1.3 Zusatzmittel

Zu den Entwurfparametern bei der Zusammensetzung von Betonen, die nur gegenüber ganz bestimmten Korrosionsformen einen (günstigen) Einfluß haben, gehört die Verwendung von Zusatzmitteln, insbesondere L u f t p o r e n b i l d n e r n. Übereinstimmend wird in der Literatur von der überragenden Bedeutung des Gehalts an künstlichen Luftporen von 4 bis 6% im Beton auf den Frost-Tausalz widerstand berichtet [66,86,96]. Voraussetzung für den günstigen Einfluß von luftporenbildenden Zusatzmitteln ist eine gleichmäßige Verteilung der Mikroluftporen, welche durch den Abstands faktor ausgedrückt wird und durch einen ausreichenden Gehalt an Feinstporen, ausgedrückt durch den Kennwert L 300 [z.B. 66]. Da diese Luftporen sich auch bei längerer Wasserlagerung nicht oder nur teilweise mit Wasser füllen, stellen sie sicher, daß der Gehalt an gefrierbarem Wasser im Zementstein keinen kritischen Wert erreicht. Die Möglichkeiten zur Ermittlung von Luftporenkennwerten am erhärteten Beton sind u.a. in [96] aufgezeigt.

Bei gleichzeitiger Verwendung von LP-Bildnern und anderen Zusatzmitteln, insbesondere Fließmitteln können diese sich nachteilig gegenseitig beeinflussen, da manche Fließmittel bei gegebenem Gesamtluftgehalt zu einer Vergrößerung der Porenstruktur führen können [99,100].

### 2.6.1.4 Anforderungen in den Normen

Die bisher in diesem Abschnitt (2.6.1) gemachten Ausführungen über den Zusammenhang zwischen Dauerhaftigkeit und Zusammensetzung bzw. Nachbehandlung der Betone finden sich als Forderungen bezüglich bestimmter einzuhaltender Entwurfparameter für Beton in nationalen und internationalen Normen, Richtlinien und Empfehlungen wieder.

In der Neufassung der DIN 1045 [17] wurde die "Richtlinie zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit von Außenbauteilen aus Stahlbeton" [101] des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton eingearbeitet. Außerdem wurde die "Richtlinie zur Nachbehandlung von Beton" [18] als begleitende Richtlinie herangezogen.

Im Gegensatz zur DIN 1045 sind in der europäischen Betonnorm EN V 206 [13] die Anforderungen bezüglich der Zusammensetzung der Betone in Abhängigkeit von den Umwelteinwirkungen tabellarisch zusammengestellt, siehe Tabelle 2.6. Zur besseren Übersicht sind auch die Umweltklassen in verkürzter Form im unteren Teil der Tabelle angefügt. Die ausführliche Beschreibung der Umweltklassen nach EN V 206 ist Tabelle 2.1 zu entnehmen.

Anforderung	Umweltklasse nach Tab. 2 der DIN ENV 206 (Tab. 2.1 dieser Arbeit)								
	1	2a	2b	3	4a	4b	5a	5b	5c <sup>1)</sup>
Maximaler Wasserzementwert für <sup>2)</sup> - unbewehrten Beton - Stahlbeton - Spannbeton	- 0,65 0,60	0,70 0,60 0,60	0,55	0,50	0,55	0,50	0,55	0,50	0,45
Mindestzementgehalt <sup>2)</sup> in kg/m <sup>3</sup> für - unbewehrten Beton - Stahlbeton - Spannbeton	150 260 300	200 280 300	200 280 300	300	300	300	200 280 300	300	300
Mindestluftporengehalt von Frischbeton in % für den Nenn- wert des Zuschlaggrößtkorns <sup>3)</sup> - 32 mm - 16 mm - 8 mm	- - -	- - -	4) 4 5 6	4) 4 5 6	- - -	4) 4 5 6	- - -	- - -	- - -
Frostbeständige Zuschläge <sup>6)</sup>	-	-	ja	ja	-	ja	-	-	-
Wasserundurchlässiger Beton nach 7.3.1.5	-	-	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja
Für unbewehrten Beton und Stahlbeton erforderliche Zementarten nach EN 197							Zement mit hohem Sulfatwiderstand, wenn der Sulfatgehalt <sup>5)</sup> > 500 mg/kg im Wasser > 3000 mg/kg im Beton		
<p>Die o.g. Werte für den Wasserzementwert und den Zementgehalt gelten für Zemente, mit denen viele Länder langzeitige Erfahrungen haben. Bei Erstellung des Entwurfs dieser Vornorm beruhten die Erfahrungen einiger Länder mit einer Reihe der in EN 197 genormten Zemente jedoch nur auf den jeweiligen örtlichen klimatischen Bedingungen. Deshalb sollten für die Gültigkeitsdauer dieser Vornorm insbesondere für die Umweltklassen 2b, 3, 4b bei der Wahl der Zementart und ihrer Zusammensetzung die am Verwendungsort des Betons geltenden nationalen Normen oder Regelungen zugrunde gelegt werden. Die Eignung der Zemente kann auch durch Prüfung des Betons unter herrschenden Bedingungen beim beabsichtigten Gebrauch nachgewiesen werden.</p> <p>Zusätzlich kann der Zement CEI allgemein für Spannbeton verwendet werden. Es können auch andere Zementarten verwendet werden, wenn mit diesen Zementen Erfahrungen gesammelt worden sind und deren Anwendung nach den am Verwendungsort des Betons geltenden nationalen Normen oder Regelungen zulässig ist.</p>									
<p>1) Zusätzlich muß der Beton durch Beschichtungen vor direkter Berührung mit dem angreifenden Medium geschützt werden, ausgenommen in den Fällen, in denen ein derartiger Schutz nicht für erforderlich gehalten wird.</p> <p>2) Für den in dieser Vornorm festgelegten Mindestzementgehalt und den maximalen Wasserzementwert sind nur Zemente nach 4.1 zu berücksichtigen. In besonderen Fällen, in denen puzzolische oder latent hydraulische Zusatzstoffe der Betonmischung zugegeben werden, können am Verwendungsort des Betons geltende nationale Normen oder Regelungen angeben, ob und in welchem Maße die Mindest- bzw. Höchstwerte geändert werden dürfen.</p> <p>3) Mit einem Abstandsfaktor des Luftporenbildners <math>\leq 0,20</math> mm, gemessen am Festbeton.</p> <p>4) Sofern ein hoher Sättigungsgrad über längere Zeiträume hinweg vorliegt. Es können auch andere Werte und Maßnahmen gelten, wenn geprüft und nachgewiesen wird, daß der Beton nach den an seinem Verwendungsort geltenden nationalen Normen oder Regelungen eine entsprechende Frostbeständigkeit aufweist.</p> <p>5) Der Sulfatwiderstand des Zements muß nach den nationalen Normen und den am Verwendungsort des Betons geltenden nationalen Normen oder Regelungen beurteilt werden.</p> <p>6) Anhand der am Verwendungsort des Betons geltenden nationalen Normen oder Regelungen nachzuweisen.</p>									

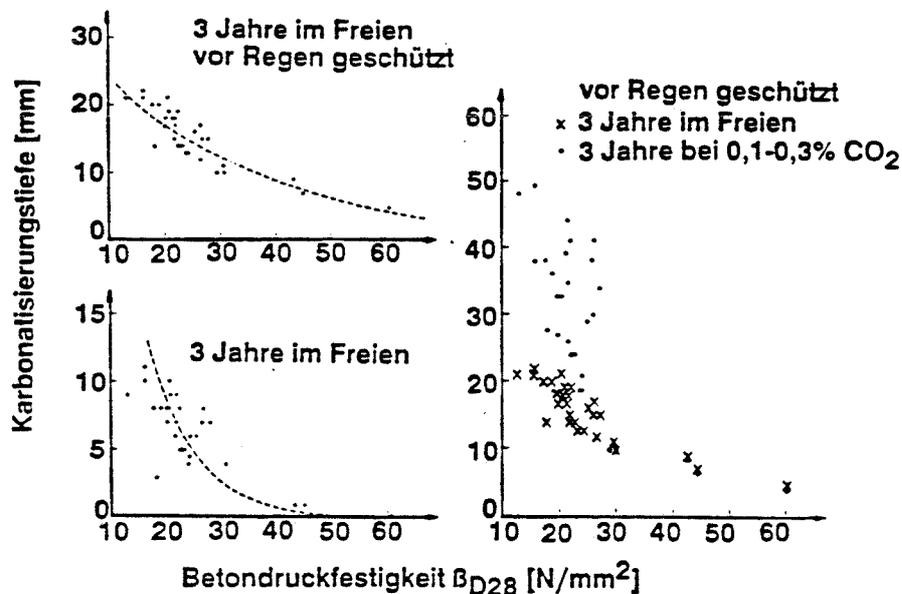
**Tabelle 2.6:** Anforderungen an die Dauerhaftigkeit in Abhängigkeit von den Umweltbedingungen (EN V 206 [13])

## 2.6.2 Druckfestigkeit

### 2.6.2.1 Druckfestigkeit und Karbonatisierung

Wegen der Einfachheit der Bestimmung der Druckfestigkeit von Beton und der im Rahmen der Qualitätskontrolle häufig durchgeführten Druckfestigkeitsprüfungen wurde verschiedentlich der Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit und Karbonatisierungstiefe untersucht.

Nischer [44] hat den Zusammenhang zwischen der Betondruckfestigkeit im Alter von 28 Tagen und den Karbonatisierungstiefen nach 3 Jahren von parallel hergestellten Würfeln untersucht, die im Anschluß an eine Nachbehandlungsdauer von 3 Tagen verschiedenen Umweltbedingungen ausgesetzt waren. Bild 2.11 zeigt die Ergebnisse.



**Bild 2.11:** Einfluß der Betondruckfestigkeit auf die Karbonatisierungstiefe von verschieden ausgelagerten Betonen [44]

Es zeigt sich eine Tendenz, nach der der Karbonatisierungswiderstand von Beton mit zunehmender Betondruckfestigkeit zunimmt. Allerdings zeigen die Diagramme, daß die Karbonatisierungstiefen bei gleichen Festigkeiten, insbesondere im Bereich von  $\beta_D < 30 \text{ N/mm}^2$  starken Streuungen unterworfen sind.

Ähnliche Resultate erhalten Martin, Rauen und Schießl [41], deren Ergebnisse in Bild 2.12 dargestellt sind. Als Bezugsgröße verwendeten sie die Druckfestigkeit im Alter von 90 Tagen. Hier sind über den gesamten Bereich große Streuungen festzustellen. Ein eindeutiger Einfluß anderer Parameter, insbesondere der Zementart ist aber aus den Ergebnissen nicht abzuleiten.

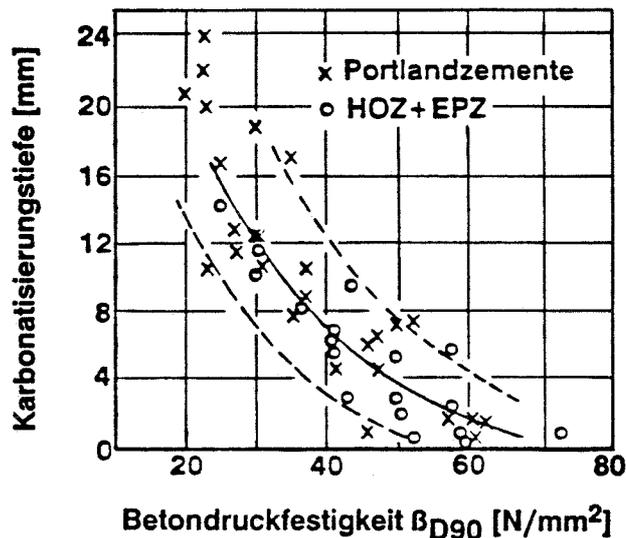
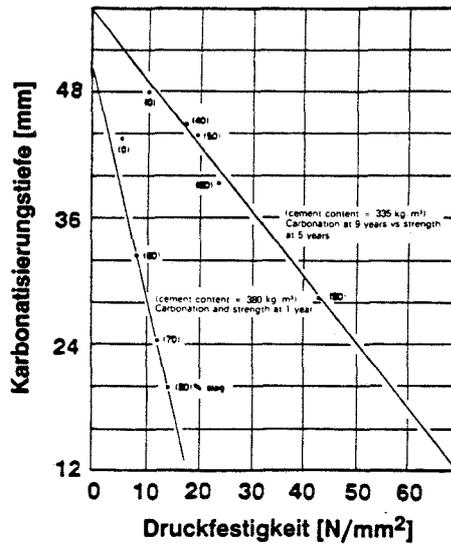
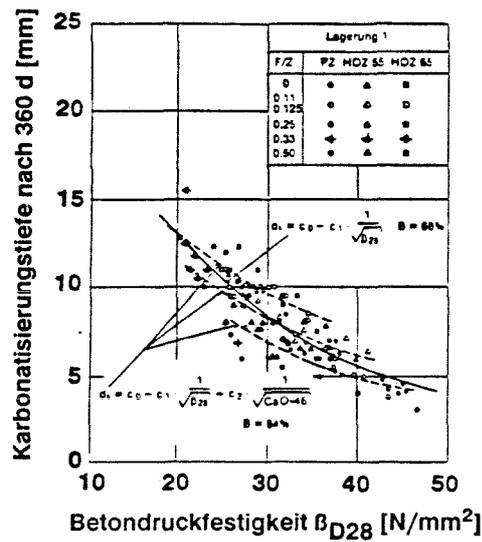


Bild 2.12: Zusammenhang zwischen mittlerer Karbonatisierungstiefe und der Betondruckfestigkeit im Alter von 90 Tagen nach ca. 7-jähriger Lagerung im Freien unter Dach [41]

In [102] wird dem Einfluß unterschiedlicher Hüttensandgehalte des Zementes auf die Karbonatisierung nachgegangen. Dabei wird bei einer Auftragung der Karbonatisierungstiefe  $x$  nach 1 Jahr bzw. nach 9 Jahren über der Druckfestigkeit  $\beta_D$  nach 1 bzw. nach 5 Jahren, siehe Bild 2.13, ein linearer Zusammenhang zwischen  $x$  und  $\beta_D$ , unabhängig vom Hüttensandgehalt, festgestellt. Diese Ergebnisse werden durch Untersuchungen von Scholz und Wierig [103], die außer Zementen mit unterschiedlichen Hüttensandgehalten auch Betone mit verschiedenen Flugaschezusätzen einbezogen, nicht bestätigt. In Bild 2.14 sind die Karbonatisierungstiefen von Betonen aus verschiedenen Zementen und Zusatzstoffen in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit im Alter von 28 Tagen aufgetragen.



**Bild 2.13:** Zusammenhang zwischen Karbonatisierungstiefe und Druckfestigkeit von Betonen mit unterschiedlichen Hüttensandgehalten [102]

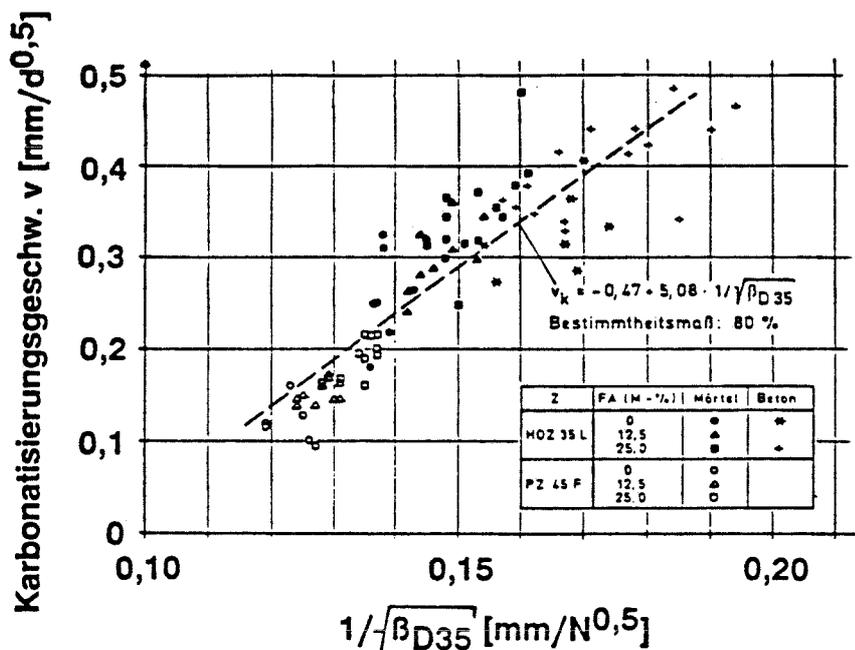


**Bild 2.14:** Zusammenhang zwischen Karbonatisierungstiefe und Druckfestigkeit von Betonen [103]  
(Lagerung 1 = 7 Tage feucht, danach 20°C, 65% r.F.)

Für diesen Zusammenhang stellten Scholz und Wierig einen Korrelationskoeffizienten von 0,82 (Bestimmtheitsmaß 0,68) fest. Die Korrelationskoeffizienten konnten auf 0,92 (Bestimmtheitsmaß 0,84) erhöht werden, wenn zusätzlich noch die Bindemittelart berücksichtigt wurde.

Von einigen Autoren wird anstelle der Druckfestigkeit  $\beta_D$  der Kehrwert  $1/\sqrt{\beta_D}$  und anstelle der Karbonatisierungstiefe  $d$  bzw.  $x$  die Karbonatisierungsgeschwindigkeit  $v$  herangezogen. Dabei errechnet sich  $v$  als der Koeffizient  $c_1$  der Regressionsgeraden  $d = c_0 + c_1 \cdot t$ .

In Bild 2.15 sind Ergebnisse von Schubert und von Berg [104] dargestellt. Die Proben aus Mörtel oder Beton wurden 28 Tage lang nachbehandelt und anschließend in Luft mit unterschiedlichen  $\text{CO}_2$ -Gehalten ausgelagert.



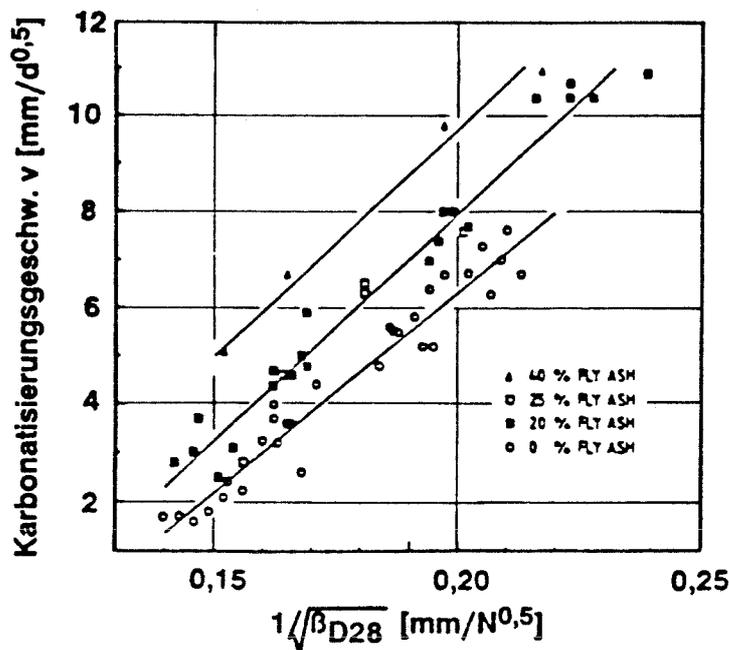
**Bild 2.15:** Zusammenhang zwischen Kehrwert der Druckfestigkeit ( $1/\sqrt{\beta_{D35}}$ ) und Karbonatisierungsgeschwindigkeit  $v$  [104]

Eine Regressionsanalyse für Wertepaare aus der Karbonatisierungsgeschwindigkeit und der Betondruckfestigkeit im Alter von 35 Tagen ergibt die in Bild 2.15 eingezeichnete Gerade mit relativ großen Streuungen im Bereich kleiner Festigkeiten. Bei einer getrennten Betrachtung der Betone und Mörtel aus verschiedenen Zementarten ist jedoch nach Bild 2.15 ein Zusam-

menhang zwischen Druckfestigkeit und Karbonatisierungstiefe kaum noch feststellbar.

Die gleiche Darstellungsweise wie in Bild 2.15 wandten Ho und Lewis [84] für ihre Versuchsergebnisse an. Dabei wurden Betone mit unterschiedlichen Flugaschegehalten nach einer 7-tägigen Feuchtlagerung für die Dauer von 1 Woche in einer Atmosphäre mit 4% CO<sub>2</sub> ausgelagert. Ho und Lewis stellten in weiteren Versuchen fest, daß die bei dieser Lagerung erzielte Karbonatisierungstiefe etwa der nach einer einjährigen Auslagerung in Laborluft mit 0,03% CO<sub>2</sub> erreichten Karbonatisierungstiefe entspricht.

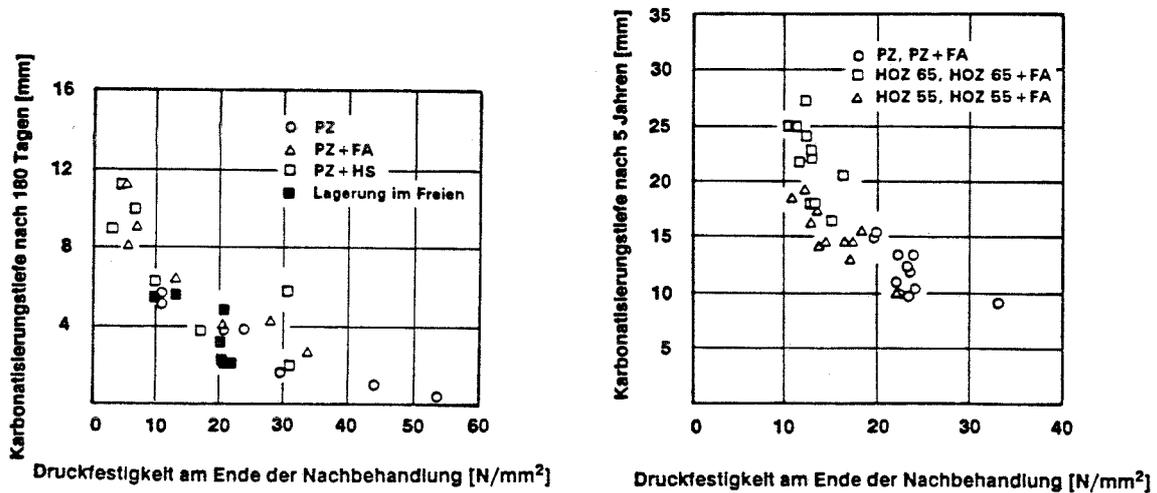
Aus Bild 2.16 ist zu erkennen, daß der Zusammenhang zwischen der Druckfestigkeit im Alter von 28 Tagen und der Karbonatisierungsgeschwindigkeit für die Betone mit unterschiedlichen Flugaschegehalten gut durch lineare Beziehungen angegeben werden kann. Mit steigendem FA-Gehalt steigt die Karbonatisierungsgeschwindigkeit für eine gegebene Druckfestigkeit  $\beta_{D28}$ .



**Bild 2.16:** Zusammenhang zwischen Betondruckfestigkeit und Karbonatisierungsgeschwindigkeit [84]

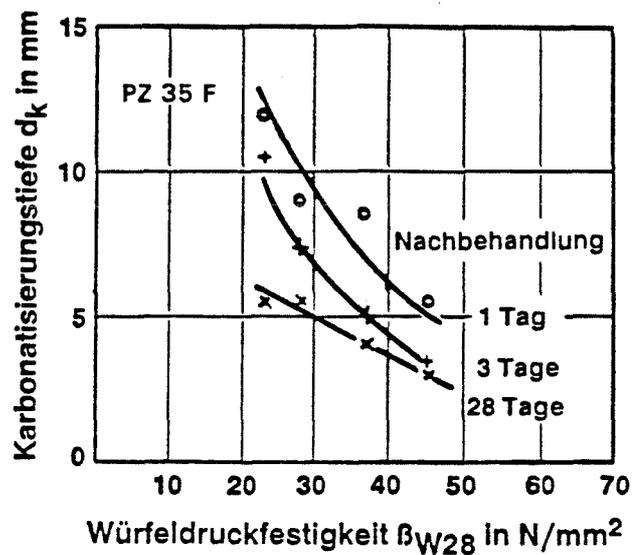
In den Bildern 2.11 bis 2.16 sind die zu einem bestimmten Zeitpunkt beobachteten Karbonatisierungstiefen in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit für ein gegebenes Betonalter, z.B. 28, 35 oder 90 Tage aufge-

tragen. Im allgemeinen wurde die Dauer der Nachbehandlung innerhalb der betrachteten Versuchsreihen konstant gehalten. Scholz und Wierig [103] und Parrott [105] stellen dagegen fest, daß ein wesentlich besserer Zusammenhang zwischen Karbonatisierungstiefe zu einem gegebenen Zeitpunkt und der Betondruckfestigkeit am Ende der Nachbehandlung erzielt werden kann. Dies geht aus Bild 2.17 hervor, in dem die Ergebnisse aus [103] und [105] dargestellt sind.



**Bild 2.17:** Zusammenhang zwischen der Betondruckfestigkeit am Ende der Nachbehandlung und der Karbonatisierungstiefe nach 180 Tagen [105] bzw. 5 Jahren [103]

Der Einfluß der Nachbehandlungsdauer auf die Karbonatisierungstiefe wurde von Gräf und Grube untersucht [106]. Die dabei erzielten Ergebnisse sind in Bild 2.18 für Betone dargestellt, die mit unterschiedlichen Wasserzementwerten hergestellt und 1, 3 oder 28 Tage nachbehandelt wurden. In Bild 2.18 ist die Karbonatisierungstiefe ermittelt an Balken nach 1-jähriger Lagerung im Klimaraum in Abhängigkeit von der Würfeldruckfestigkeit im Alter von 28 d aufgetragen. Für eine gegebene Druckfestigkeit nimmt die Karbonatisierungstiefe mit steigender Nachbehandlungsdauer deutlich ab. Die Autoren schließen aus ihren Ergebnissen, daß eine Verlängerung der Nachbehandlung zu einer Verringerung der Karbonatisierungstiefe führt, die prozentual die Erhöhung der Druckfestigkeit weit übertrifft.



**Bild 2.18:** Karbonatisierungstiefe von Betonen nach 1 Jahr an Balken (Lagerung bei 20°C, 65% r.F.), aufgetragen über der 28-Tage-Würfeldruckfestigkeit [106]

### 2.6.2.2 Druckfestigkeit und andere Korrosionsformen

Systematische Untersuchungen über den Zusammenhang zwischen der Druckfestigkeit und anderen Korrosionsformen konnten nicht gefunden werden. Siehe dazu auch [78].

### 2.6.3 Durchlässigkeit

Unter dem Oberbegriff "Durchlässigkeit" wird im folgenden der Widerstand eines Betons gegen das Eindringen von Stoffen im flüssigen oder gasförmigen Zustand verstanden. Dieses Eindringen kann nach verschiedenen Transportbedingungen ablaufen. Dies sind Diffusion, Permeation oder kapillares Saugen.

Auf die analytische Beschreibung dieser Transportvorgänge sowie auf die Werkstoffkennwerte, welche für die Geschwindigkeit des Transportvorgangs maßgebend sind, wird in Abschnitt 2.7 eingegangen. Im folgenden werden lediglich aus der Literatur bekannte Versuchsergebnisse über den

Zusammenhang zwischen Kennwerten der Durchlässigkeit eines Betons und Korrosionswiderständen dargestellt.

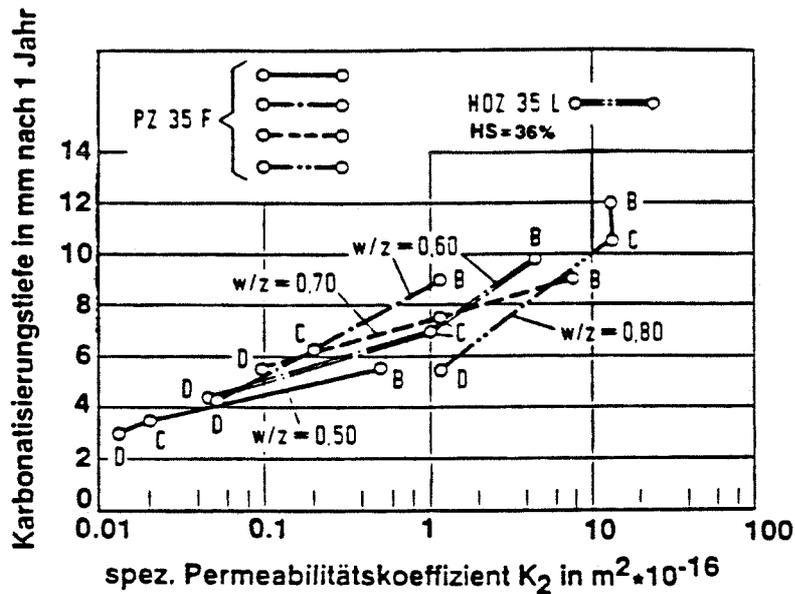
Obwohl die Durchlässigkeit eines Betons allgemein als eine der maßgebenden Größen für alle Korrosionswiderstände des Betons angesehen wird und häufig die Korrosionsgeschwindigkeit steuert, sind nur wenige Versuche bekannt, bei denen Korrosionswiderstände in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit des Betons bestimmt wurden.

Die Durchlässigkeit des Betons gegenüber Gasen wird mit verschiedenen Gasen bestimmt. Diese können z.B. Sauerstoff oder Luft sein. Unterschiedliche Dimensionen der Permeabilitätskoeffizienten  $K$  ergeben sich aus der Berücksichtigung der Viskosität des Prüfgases und dem mittleren Druck während der Prüfung, siehe dazu Abschnitt 2.7.2.

Bild 2.19 zeigt Ergebnisse von Gräf und Grube [106], in denen die Abhängigkeit der Durchlässigkeit eines Betons, ausgedrückt durch den Permeabilitätskoeffizienten des Betons gegenüber Sauerstoff in  $[m^2]$  im Alter von 42, 49, 56 Tagen von der Karbonatisierungstiefe nach 1 Jahr dargestellt ist. Es zeigt sich eine recht straffe Korrelation zwischen beiden Parametern: mit zunehmender Dichte des Betons nimmt die Karbonatisierungstiefe ab. Unterschiedliche  $w/z$ -Werte und Nachbehandlungsdauern wirken sich im selben Maß auf Karbonatisierungstiefe und Permeabilitätskoeffizient aus. Dabei besteht für Betone aus Portlandzement und aus Hochofenzement mit einem Hüttensandgehalt von 36% etwa der gleiche Zusammenhang.

Bei einem Vergleich der Bilder 2.18 und 2.19, bei denen an den gleichen Betonen der Zusammenhang zwischen Karbonatisierungstiefe  $x$  und Druckfestigkeit  $\beta_D$  (Bild 2.18) und zwischen Karbonatisierungstiefe  $x$  und Permeabilitätskoeffizient  $K$  (Bild 2.19) untersucht wurde, zeigt, daß für den Zusammenhang zwischen  $x$  und  $\beta_D$  ein Korrelationskoeffizient von 0,84 besteht, während für den Zusammenhang zwischen  $x$  und  $\log K$  ein Korrelationskoeffizient von 0,95 ermittelt wurde. Für die vorliegenden Untersuchungen ist die Permeabilität daher eine bessere Korrelationsgröße für die Karbonatisierungstiefe als die Druckfestigkeit.

Über weitere Untersuchungen zum Zusammenhang zwischen der Durchlässigkeit und den Korrosionswiderständen von Beton siehe [78].



**Bild 2.19:** Karbonatisierungstiefe nach einem Jahr Lagerung im Klima-  
raum bei 20°C, 65% r.F. aufgetragen über der Permeabilität  
[106]  
B = 1 Tag Nachbehandlung  
C = 3 Tage Nachbehandlung  
D = 7 Tage Nachbehandlung

#### 2.6.4 Porenstruktur

Eine der maßgebenden Einflußgrößen für den Korrosionswiderstand von Beton ist die Porenstruktur des Zementsteins. Sie kann in direkten Zusammenhang mit seiner Durchlässigkeit gesetzt werden [107,108,109].

Zur Bestimmung des Porenvolumens und der Porengrößenverteilung in porösen Stoffen kommt am häufigsten das Verfahren der Quecksilberdruckporosimetrie zur Anwendung [z.B. 9]. Über andere mögliche Verfahren wird in [110,111] berichtet, mit denen aber meist nur die Gesamtporosität oder nur ein bestimmter Bereich der für die Betoneigenschaften verantwortlichen Porenverteilung des Zementsteins ermittelt werden kann.

Bei dem Verfahren der Quecksilberdruckporosimetrie wird Quecksilber als nicht benetzende Flüssigkeit in das zuvor entwässerte Porensystem unter

stufenweiser Erhöhung des Druckes eingebracht. Die Größe der sich füllenden Poren ist umgekehrt proportional dem aufgebrauchten Druck.

Für die Versuchsverwertung müssen bestimmte Annahmen bezüglich der Porengeometrie und des Benetzungswinkels zwischen Porenoberfläche und Quecksilber gemacht werden. Daher stellen die Ergebnisse nur Relativwerte dar, die einen Vergleich mit auf andere Weise ermittelten Porositätswerten nicht zulassen.

Die Darstellung der Porenstruktur kann als Summenporenvolumenkurve (Bild 2.20), oder als differentielle Porenvolumenkurve (Bild 2.21) erfolgen.

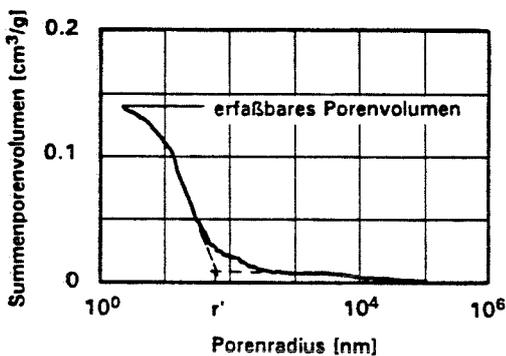


Bild 2.20: Ermittlung des Schwellenradius  $r'$  anhand der Summenporenvolumenkurve [109]

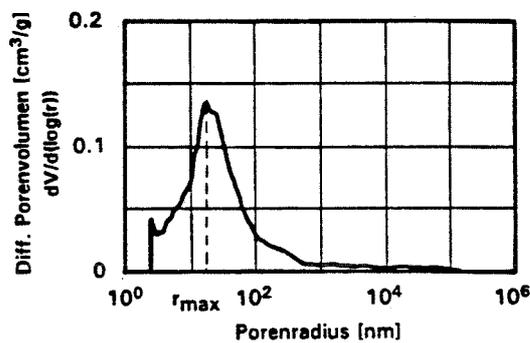


Bild 2.21: Ermittlung des Porenradius  $r_{max}$  anhand der Porengrößenverteilung

Als Kennwerte der Porenstruktur, die aus den Ergebnissen der Quecksilberdruckporosimetrie abgeleitet werden können, werden in der Literatur verschiedene Größen vorgeschlagen:

- Das Gesamtporenvolumen. Dieses liefert nur bei Untersuchungen an reinem Zementstein aussagefähige Ergebnisse. Bei Anwendung auf Mörtel oder Betone läßt es wegen der Unbestimmtheit des im untersuchten Material vorhandenen Feinzuschlags keine eindeutigen Aussagen zu.
- der Schwellenradius  $r'$  [9,109]. Dieser entspricht derjenigen Porengröße der Summenporenvolumenkurve, ab der das poröse System in nennenswertem Umfang mit Quecksilber gefüllt wird. Bild 2.20 zeigt ein Beispiel der Ermittlung des Schwellenradius  $r'$ .
- der Porenradius  $r_{max}$ , bei dem das Maximum der Porengrößenverteilung auf tritt [9,107]. Bild 2.21 zeigt ein Beispiel der Ermittlung von  $r_{max}$ .

Die Bestimmung von Kennwerten der Porenstruktur ist sehr zeit- und apparateaufwendig und eignet sich daher nur in Ausnahmefällen als Verfahren zur Qualitätskontrolle von Beton. Dies dürfte wohl auch der Grund dafür sein, daß nur eine Literaturstelle gefunden werden konnte [9], in der Strukturkennwerte mit Korrosionswiderständen von Beton, bzw. von Zementstein korreliert wurden. In Bild 2.22 ist die Karbonatisierungstiefe von Zementstein über dem Schwellenradius aufgetragen. Dabei wurde der Schwellenradius direkt im Anschluß an die Nachbehandlung ermittelt.

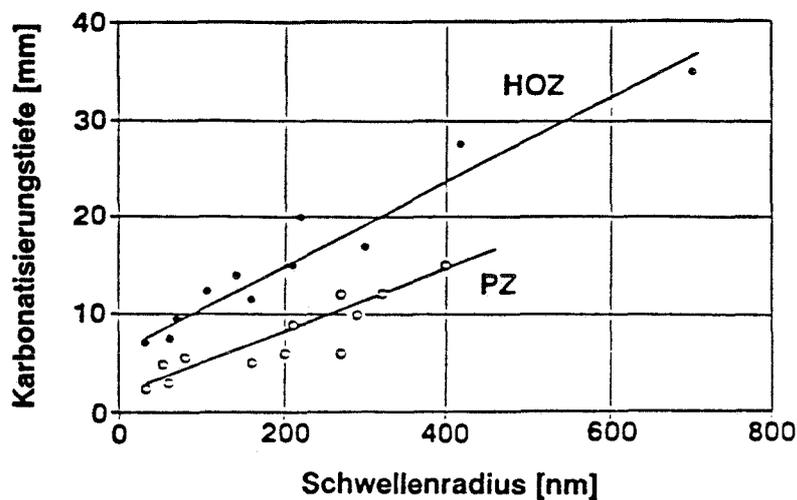


Bild 2.22: Abhängigkeit der Karbonatisierungstiefe vom Schwellenradius [9]

Bild 2.22 zeigt eine lineare Abhängigkeit der Karbonatisierungstiefe vom Schwellenradius. Das Diagramm zeigt aber auch deutlich, daß Zementsteine aus Hochofenzement (HS-Gehalt 50%) bei gleichem Schwellenradius höhere Karbonatisierungstiefen aufweisen als Portlandzementsteine.

## 2.7 Transportmechanismen

Die bisher dargestellten Versuchsergebnisse und Zusammenhänge zeigen, daß die Geschwindigkeit eines Korrosionsvorganges entscheidend durch die Geschwindigkeit geprägt wird, mit der betonaggressive Substanzen in das Porensystem des Betons eindringen. In den folgenden Abschnitten wird auf die Mechanismen, nach denen solche Transportvorgänge ablaufen und deren analytische Beschreibung eingegangen.

## 2.7.1 Diffusion

### 2.7.1.1 Allgemeine Formulierung

Treibende Kraft eines Diffusionsvorgangs ist ein Konzentrationsunterschied von Flüssigkeiten, Gasen oder Lösungen in einem System, in dem dieser Konzentrationsunterschied durch einen Transportvorgang ausgeglichen werden kann. Diffusionsvorgänge sind bei Beton maßgebend für die Austrocknung von Beton d.h. einem Angleichen der rel. Feuchte im Porensystem des Betons an die rel. Feuchte der umgebenden Luft, für das Eindringen von  $\text{CO}_2$  aus der Luft, das die Karbonatisierung des Zementsteins auslöst und für das Eindringen von Chlorid- und Sulfationen. Für den stationären Zustand, d.h. einen konstanten Konzentrationsunterschied gilt bei einem eindimensionalen Transportvorgang das 1. Fick'sche Gesetz [112,113]

$$n = -D(dc/dx) \quad (2.1)$$

mit  $n$  = Molzahl, die pro Zeit- und Flächeneinheit eindiffundiert  
[mol/m<sup>2</sup>s]  
 $c$  = Konzentration [mol/m<sup>3</sup>]  
 $x$  = Ortskoordinate [m]  
 $D$  = Diffusionskoeffizient [m<sup>2</sup>/s]

Für den Fall eines zeitlich veränderlichen Konzentrationsunterschiedes, wie er bei Vorgängen in Beton häufig vorliegt, gilt das 2. Fick'sche Gesetz:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D \cdot \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \quad (2.2)$$

mit  $t$  = Zeit [s]

Vielfach ist der Diffusionskoeffizient keine Konstante, sondern selbst konzentrationsabhängig. Dies gilt insbesondere dann, wenn in verschiedenen Konzentrationsbereichen verschiedene Transportmechanismen aktiviert

werden. Ein besonderer Anwendungsfall ist hier die Austrocknung von Beton. Dann gilt Gl. 2.3

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( D(H) \frac{\partial H}{\partial x} \right) \quad (2.3)$$

mit  $H$  = rel. Wasserdampfdruck an der Stelle  $x$   
 $D(H)$  = Diffusionskoeffizient bei dem rel. Wasserdampfdruck  $H$  [ $m^2/s$ ]

Wird ein Teil der eindringenden Substanz durch chemische oder adsorptive Bindung unbeweglich, so ist dies durch einen zusätzlichen Term, der sog. Senke "s" zu berücksichtigen

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( D(c) \frac{\partial c}{\partial x} \right) + s \quad (2.4)$$

Häufig wird der Term  $s$  vernachlässigt. Der dann mit Hilfe von Gl. 2.2 aus Versuchen bestimmte Diffusionskoeffizient ist zeitabhängig und wird vielfach als "effektiver Diffusionskoeffizient" bezeichnet. Siehe dazu auch [78].

#### 2.7.1.2 Diffusion von $CO_2$ - Karbonatisierung

Die Karbonatisierung ist ein diffusionsgesteuerter Prozeß, bei dem das Eindringen des Kohlendioxids für den stationären Fall durch das erste Fick'sche Gesetz beschrieben werden kann [114].

$$I = -D \cdot A \cdot \frac{dc}{dx}$$

oder

$$I = D \cdot A \cdot \frac{c_2 - c_1}{x}$$

bzw. mit  $I = dQ/dt$

$$dQ = D \cdot A \cdot \frac{c_2 - c_1}{x} \cdot dt \quad (2.5)$$

- mit
- I = Massenstrom [g/s]
  - D = Diffusionskoeffizient für CO<sub>2</sub> durch karbonatisierten Beton [m<sup>2</sup>/s]
  - A = Fläche, die senkrecht vom Kohlendioxid durchströmt wird [m<sup>2</sup>]
  - c<sub>2</sub> = Kohlendioxidkonzentration an der Betonaußenseite [g/m<sup>3</sup>]
  - c<sub>1</sub> = Kohlendioxidkonzentration an der Karbonatisierungsfront [g/m<sup>3</sup>]
  - x = Karbonatisierungstiefe [m]
  - Q = Durch den Beton diffundierende Menge an Kohlendioxid [g]
  - t = Zeit [s]

Setzt man nun voraus, daß das gesamte eindiffundierende Kohlendioxid bis zur Karbonatisierungsfront vordringt und dort mit Hydratationsprodukten des Zementes reagiert, so läßt sich nach Schießl [114] die Menge an eindiffundierendem CO<sub>2</sub> wie folgt bestimmen:

$$dQ = b \cdot A \cdot dx \quad (2.6)$$

- mit
- b = erforderliche Menge an CO<sub>2</sub> [g/m<sup>3</sup>] zur Umwandlung aller, an der Karbonatisierung beteiligter Hydratationsprodukte

Der Koeffizient b in Gl. 2.6 hängt nicht nur von der Zementart, sondern auch von der CO<sub>2</sub>-Konzentration der Luft ab. Dies bestätigen Versuche von Bier [9] und Hardt [93], bei denen ein Unterschied der Porenstruktur nicht nur zwischen karbonatisierten und nicht-karbonatisierten Proben auftrat, sondern auch zwischen Proben, die an Luft mit einer CO<sub>2</sub>-Konzentration von 0,03 Vol.-% bzw. von 2 Vol.-% gelagert wurden.

Durch Gleichsetzen der Gleichungen 2.5 und 2.6 erhält man

$$D \cdot A \cdot \frac{c_2 - c_1}{x} \cdot dt = a \cdot A \cdot dx$$

Durch beidseitiges Integrieren ergibt sich Gleichung 2.7

$$x = \sqrt{2D \cdot \frac{c_2 - c_1}{a} \cdot t} \quad (2.7)$$

Da die  $\text{CO}_2$ -Konzentration an der Karbonatisierungsfront  $c_1 = 0$  ist, erhält man Gleichung 2.8, die allgemein als das  $\sqrt{t}$ -Gesetz der Karbonatisierung bekannt ist [114,115]:

$$x = \sqrt{2D \cdot \frac{c_2}{a} \cdot t} = k \cdot \sqrt{t} \quad (2.8)$$

$$\text{mit } k = \sqrt{2D \cdot \frac{c_2}{a}}$$

In einem erweiterten Ansatz von Schießl [114] wird der Karbonatisierungsfortschritt wie folgt beschrieben:

$$x = k \cdot t^\alpha \quad \text{mit } \alpha < 0,5$$

Die Abweichung vom  $\sqrt{t}$ -Gesetz ( $\alpha = 0,5$ ) für Beton im Freien erklärt er mit der Abnahme des Diffusionskoeffizienten für  $\text{CO}_2$  mit zunehmender Bontiefe und mit der Rückdiffusion von  $\text{Ca(OH)}_2$  aus dem Bauteilinnern in den schon karbonatisierten Beton.

Die Abnahme des Diffusionskoeffizienten für  $\text{CO}_2$  ist durch die in größerer Bauteiltiefe vorhandene höhere Feuchtigkeit im Beton begründet und wird als linear mit der Karbonatisierungstiefe verlaufend angenommen. Eine Rückdiffusion von  $\text{Ca(OH)}_2$  aus dem nichtkarbonatisierten Beton in den karbonatisierten Beton wird durch das  $\text{Ca(OH)}_2$ -Konzentrationsgefälle im Porenwasser und die wechselnden Feuchteverhältnisse im Randbereich des Betons ausgelöst. Somit wird das in den Beton eindiffundierende  $\text{CO}_2$  sowohl zur Umwandlung der an der Karbonatisierung beteiligten Hydratationsprodukte (vgl. Gl. 2.6) als auch zur Umsetzung des rückdiffundierten  $\text{Ca(OH)}_2$  benutzt.

Mit diesen Überlegungen ergibt sich der folgende Zusammenhang zwischen Karbonatisierungszeit und Karbonatisierungstiefe:

$$t = - \frac{a}{\bar{b}} \left( x + x_{\infty} \cdot \ln\left(1 - \frac{x}{x_{\infty}}\right) \right)$$

mit  $\bar{b}$  = Beiwert, der die lineare Abnahme des Diffusionskoeffizienten für  $\text{CO}_2$  mit der Betontiefe und das  $\text{CO}_2$ -Bindevermögen des rückdiffundierenden  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  beschreibt.

$x_{\infty}$  = Endkarbonatisierungstiefe,  
 $x, a, t$  wie in (2.5)

Eine geschlossene Lösung dieser Differentialgleichung nach  $x$  ist nicht möglich. Aus der Reihenentwicklung des logarithmischen Ausdrucks ergibt sich jedoch, daß die Karbonatisierungstiefe einem Grenzwert, der Endkarbonatisierungstiefe  $x_{\infty}$ , zustrebt.

Bakker [114a] untersucht auf theoretischem Weg das Karbonatisierungsverhalten von Beton unter natürlichen Bewitterungsbedingungen mit wechselnden Befeuchtungs- und Trocknungszyklen. In seiner Analyse berücksichtigt er, daß bei einer Beaufschlagung einer karbonatisierten Betonoberfläche mit flüssigem Wasser durch Regen die weitere Karbonatisierung vorübergehend zum Stillstand kommt, da die Wasseraufnahme durch kapillares Saugen sehr schnell erfolgt und wassergesättigter Beton nicht karbonatisiert. Eine nachfolgende Wasserabgabe durch erneute Trocknung läuft dagegen wesentlich langsamer ab. Entsprechend wird der Karbonatisierungsfortschritt auch während anschließender Trocknungsperioden verlangsamt. Nach Bakker kann der Karbonatisierungsfortschritt durch folgende Gleichung beschrieben werden:

$$x = A \sqrt{t_1} + A \sqrt{t_2 - \left(\frac{x_1}{B}\right)^2} \dots + A \sqrt{t_n - \left(\frac{x_{n-1}}{B}\right)^2}$$

Der Koeffizient

$$A = \sqrt{2D \cdot \frac{c_2 - c_1}{a}}$$

entsprechend Gl. 2.7. Der Koeffizient  $B$  beschreibt das Austrocknungsverhalten des karbonatisierten Betons. Die Zeiträume  $t_2 \dots t_n$  entsprechen der Trocknungsdauer zwischen zwei Befeuchtungszyklen. Nach Bakker

erreicht die Karbonatisierung einen Endwert, sobald

$$t_n - \left(\frac{x_{n-1}}{B}\right)^2 = 0$$

Trotzdem wird im allgemeinen angenommen, daß die Karbonatisierung auch bei natürlichen Bewitterungsbedingungen durch das  $\sqrt{t}$ -Gesetz (Gl. 2.8) mit ausreichender Genauigkeit beschrieben werden kann [40,42,115].

Schießl [114] stellt an Hand von Auslagerungsversuchen sowohl für Betone, die im Freien vor Regen geschützt, als auch für Betone, die ungeschützt der Witterung ausgesetzt sind fest, daß die Karbonatisierung der Beziehung  $x = k \cdot t^\alpha$  mit  $\alpha < 0,5$  folgt (vgl. S. 54 dieses Berichtes).

Im Gegensatz dazu schließt Wierig [43] aus Ergebnissen von Versuchen, bei denen die Karbonatisierungstiefe über 16 Jahre kontinuierlich gemessen wurde, daß das  $\sqrt{t}$ -Gesetz sowohl bei Lagerung unter konstanten Klimabedingungen, 20°C, 65 % r.F. als auch im Freien, vor Regen geschützt, gültig ist.

Ist der Beton jedoch dem Regen ausgesetzt, gilt das  $\sqrt{t}$ -Gesetz der Karbonatisierung nicht mehr.

Die Versuche dauern noch an. Nach einer 16-jährigen Karbonatisierungsdauer konnten noch keine Schlüsse bezüglich eines Endwertes der Karbonatisierung gezogen werden.

### 2.7.1.3 Diffusion von Chloridionen

Unter der Voraussetzung stationärer Bedingungen bei der Chloridbeaufschlagung und unter Vernachlässigung der zeitabhängigen Chloridaufnahme des Betons kann das 2. Fick'sche Gesetz (Gl. 2.2) für das Eindringen von Chloridionen durch Diffusion unter Zuhilfenahme einer Fehlerfunktion gelöst werden [116]. Dabei wird die Chloridionenkonzentration am Betonrand als konstant angenommen, und der Chloridgehalt des Betonkörpers vor der Auslagerung wird vernachlässigt.

Durch Lösung der Differentialgleichung Gl. 2.2 erhält man folgende Beziehung für die Chlorideindringtiefe gegebener Konzentration [117]:

$$x_c = \text{const.} \cdot \sqrt{D \cdot t} \quad (2.9)$$

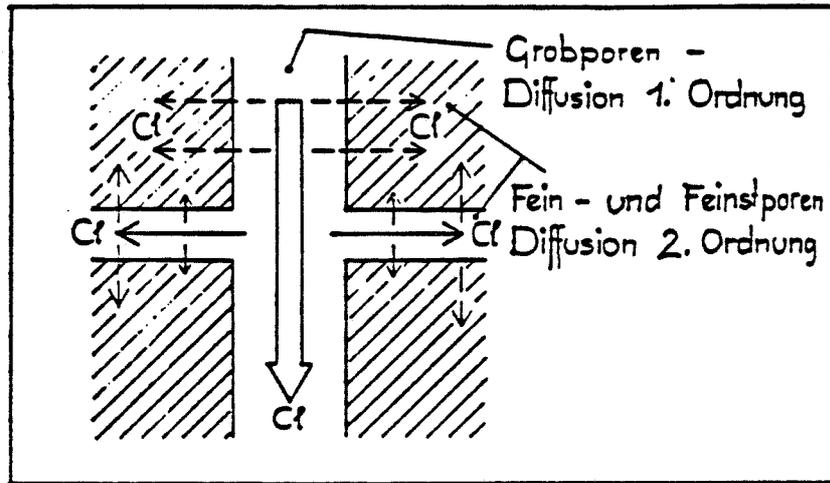
Nach Gleichung 2.9 folgt die Eindringtiefe zwar einem  $\sqrt{t}$ -Gesetz, mit ihr läßt sich jedoch keine Verteilung der Chloridkonzentration über die Eindringtiefe errechnen.

Ein von Schießl entwickeltes Rechenmodell, welches den Chloridtransport sowohl durch reine Diffusion, als auch durch Huckepacktransport bei gleichzeitigem kapillaren Saugen erfaßt, wurde in [118] gegeben. Das Modell unterscheidet zwischen primärer und sekundärer Chloriddiffusion. Bei der primären Diffusion dringen Chloridionen durch die größeren Poren senkrecht zur Oberfläche in das Betoninnere vor. Dort werden sie teilweise chemisch und physikalisch gebunden. Die sekundäre Diffusion erfaßt das Vordringen der Chloridionen in Fein- und Feinstporen. Während in diesen Poren ein Teil der Chloridionen gebunden wird, können gleichzeitig auch Chloridionen in den größeren Poren weiter ins Betoninnere vordringen. Dabei ist für die Wanderungsgeschwindigkeit der primären Diffusion der Diffusionswiderstand der reinen Diffusion nach dem 1. Fick'schen Gesetz (Gl. 2.1) maßgebend.

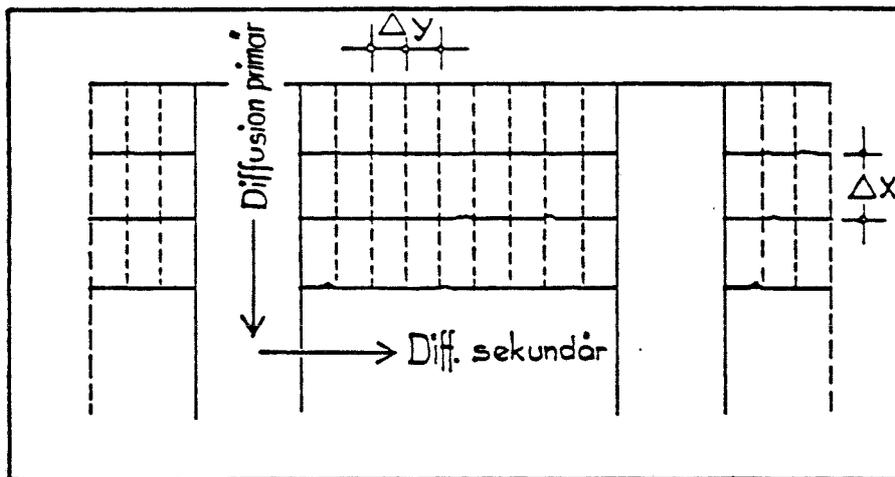
Durch diese Aufteilung läßt sich die Zeitabhängigkeit der Chloridaufnahme in Beton als instationärer Vorgang erfassen. Der beschriebene Zusammenhang ist schematisch in Bild 2.23 gezeigt.

Entsprechend den in Bild 2.23 schematisch dargestellten Vorgängen bei der Chloridionendiffusion im Beton wurde ein zweidimensionales Rechenmodell aufgebaut, dessen Schema Bild 2.24 zeigt. Die primäre Diffusion verläuft senkrecht zur Betonoberfläche ins Betoninnere. Die sekundäre Diffusion erfolgt parallel zur Betonoberfläche. Eine Chloridionenbindung des Betons wird sowohl bei der primären, als auch bei der sekundären Diffusion berücksichtigt.

Mit dem anhand der vorstehenden Überlegungen entwickelten Rechenmodell können Versuchsergebnisse bezüglich des Eindringens von Chloridionen in Beton nachgerechnet werden. Dabei können auch verschiedene Randbedingungen, z.B. ein Wechsel zwischen Befeuchtung und Austrocknung des Betons sowie eine Überlagerung der reinen Diffusion mit einer kapillaren Wasseraufnahme berücksichtigt werden. Hierzu ist jedoch die Angabe einer Geschwindigkeit des Huckepacktransportes erforderlich.



**Bild 2.23:** Schematische Darstellung des Diffusionsmodells nach [118]



**Bild 2.24:** Schema für die iterative Lösung der zweidimensionalen Diffusion [118]

Über die experimentelle Bestimmung des Diffusionskoeffizienten für Chloridionentransport siehe Abschnitt 2.5.4.

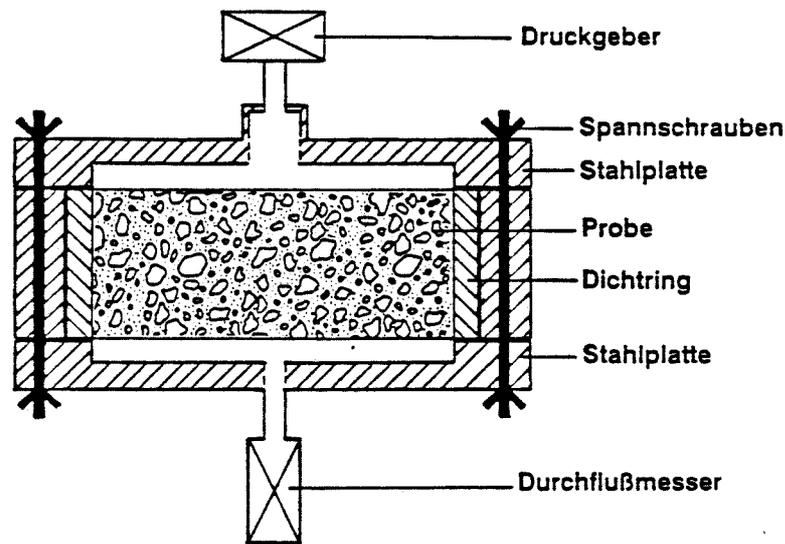
## 2.7.2 Permeation

Treibende Kraft eines Permeationsvorgangs ist ein Druckunterschied von Flüssigkeiten oder Gasen in einem System, in dem der Druckunterschied durch einen Transportvorgang ausgeglichen werden kann. Permeation ist im Betonbau zur Abschätzung z.B. der Dichtheit eines Behälters oder der Wasserundurchlässigkeit eines Betons von Bedeutung. Korrosionsvorgänge werden jedoch nur in Ausnahmefällen durch Permeation gesteuert. Da die Stoffparameter für die Permeabilitätskoeffizienten jedoch meist wesentlich schneller bestimmt werden können als Diffusionskoeffizienten, ist es naheliegend, den Widerstand eines Betons gegen Permeation von Flüssigkeiten oder Gasen als allgemeine Kenngröße für seine potentielle Dichtheit bzw. Dauerhaftigkeit heranzuziehen. Siehe dazu auch Abschnitt 2.6.3.

### 2.7.2.1 Meßverfahren

Die Bestimmung der Permeabilität von Beton erfolgt üblicherweise an zylindrischen Proben mit bekannter Querschnittsfläche und Höhe, die in eine Meßapparatur eingebaut werden. Eine typische Versuchseinrichtung zeigt systematisch Bild 2.25. Schwierigkeiten bereitet insbesondere die Abdichtung der Probe an ihrer Mantelfläche, da der Massentransport nur in Richtung der Zylinderachse erfolgen darf. Für eine Abdichtung der Mantelfläche werden in der Literatur verschiedene Methoden vorgeschlagen, z.B. das Eingießen der Probe in Kunstharze [119,120], aufblasbare Gummimanschetten [121] oder Gummiringe, welche durch einen von außen aufgetragenen Radialdruck an die Probe gepreßt werden [122]. Gerade das in [122] beschriebene Verfahren hat in letzter Zeit einen hohen Entwicklungsstand erreicht.

Nach Einbau des Probenträgers in die Meßapparatur wird die Probe einseitig mit einem äußeren Druck beaufschlagt. Dieser Druck kann entweder ein Überdruck oder ein Unterdruck sein, wobei der maximale Unterdruck auf 1 bar begrenzt ist [128] und somit für die Permeabilitätsmessungen gegenüber Flüssigkeiten im allgemeinen zu gering ist. Auf der anderen Seite der Meßapparatur ist ein Durchflußmesser angeschlossen, welcher den Massetransport pro Zeiteinheit anzeigt. Beispiele für Permeabilitätsmeßapparaturen geben [119 bis 128].

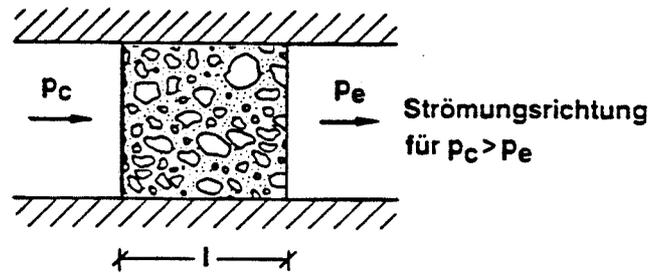


**Bild 2.25:** Schema einer Permeabilitätsmeßapparatur

Neben den hier vorgestellten typischen Permeabilitätsmeßverfahren wurden auch Apparaturen entwickelt, die nicht an getrennt hergestellten Proben, sondern an den Oberflächen von Bauwerken eingesetzt werden. Mit diesen Methoden werden Kenngrößen ermittelt, die einem Permeabilitätskoeffizient proportional sind oder die mit diesem korreliert werden können. Da diese Verfahren jedoch nicht in unmittelbarem Zusammenhang mit dem vorliegenden Forschungsvorhaben stehen, wird auf sie hier nicht näher eingegangen. Diese Verfahren werden z.B. in [78,129] zusammengestellt und beurteilt. Darüberhinaus plant das RILEM TC 116-PCD Ringversuche, innerhalb derer verschiedene Methoden zur Bestimmung der Permeabilität von Beton gegenübergestellt und beurteilt werden sollen.

#### 2.7.2.2 Permeation von Gasen

Wirken an den Enden eines porösen Körpers die Drücke  $p_c$  und  $p_e$  ( $p_c > p_e$ ) (siehe Bild 2.26), so ist nach einiger Zeit die Druckverteilung über die Länge  $l$  des Körpers linear, d.h. es stellt sich eine stationäre Strömung ein.



**Bild 2.26:** Strömung durch einen porösen Körper, an dessen Enden die Drücke  $p_c$  und  $p_e$  wirken

Für eine stationäre Strömung kann nach Timofejew [130] das Gasvolumen, welches durch einen porösen Körper fließt, wie folgt beschrieben werden:

$$\frac{p \cdot V}{t} = K_S \cdot A \cdot \frac{p_c - p_e}{l} \quad (2.10)$$

Durch Umformung der Gl. 2.10 erhält man für  $K_S$ :

$$K_S = \frac{p \cdot V}{t} \cdot \frac{1}{p_c - p_e} \cdot \frac{1}{A} \quad (2.11)$$

- mit  $K_S$  = spezifische Durchlässigkeit [ $m^2/s$ ], die von der Porosität des durchströmten Körpers und der Art des Gases abhängt
- $V$  = Gasvolumen [ $m^3$ ], welches während der Zeit  $t$  bei einem Druck  $p$  durch den porösen Körper strömt
- $l$  = durchströmte Dicke des Probekörpers [ $m$ ]
- $A$  = durchströmte Querschnittsfläche des Probekörpers [ $m^2$ ]
- $p$  = Druck, bei dem das Gasvolumen  $V$  bestimmt wird [ $mbar$ ]
- $p_c, p_e$  = Druck am gedrückten bzw. am freien Ende des Probekörpers [ $mbar$ ]
- $t$  = Versuchsdauer [ $s$ ]

Die Gleichungen 2.10 und 2.11 sind von allgemeiner Gültigkeit und an keinen speziellen Transportmechanismus gebunden [130].

Die Art des Transportmechanismus eines Gases, welches durch einen porösen Körper strömt, hängt von der Knudsen-Zahl  $Kn$  ab [130,131].

$$Kn = \lambda / r \quad (2.12)$$

mit  $\lambda$  = freie Weglänge der Gasmoleküle [m]  
 $r$  = Kapillarradius [m]

Für  $Kn \ll 1$  liegt Schichtenströmung vor, d.h. die Zusammenstöße zwischen den Gasmolekülen überwiegen im Vergleich zu den Zusammenstößen der Gasmoleküle mit der Kapillarwand. Schichtenströmung kann laminar oder turbulent auftreten. Dies hängt von der Reynolds-Zahl  $Re$  ab.

$$Re = \frac{u \cdot r}{\nu}$$

mit  $u$  = Strömungsgeschwindigkeit [m/s]  
 $r$  = charakteristische Länge (hier Kapillarradius) [m]  
 $\nu$  = kinematische Viskosität [m<sup>2</sup>/s]

In einem geraden Rohr mit kreisförmigem Querschnitt herrscht laminare Strömung für  $Re < 2300$ .

In porösen Stoffen ist nach Carman [132] die Strömung aufgrund der stark veränderlichen Kapillarradien für Werte von  $Re < 4$  laminar. Wegen der geringen Porenweiten in feinporösen Körpern kann die Strömung nach [131] für  $Kn \ll 1$  als laminar angenommen werden. Liegt eine laminare Strömung infolge eines äußeren Druckes vor, so führt dieser Druck zur Überwindung der inneren Reibung zwischen den einzelnen Strömungsschichten. Für laminare Strömung kann die spezifische Durchlässigkeit  $K_S$  gemäß Gl. 2.11 nach dem Hagen-Poiseuille'schen Gesetz (siehe Abschnitt 2.7.2.3) berechnet werden [128].

$$K_S = \frac{p \cdot V}{t} \cdot \frac{1}{A} \cdot \frac{1}{p_c - p_e} = \frac{r^2}{8 \cdot \eta} \cdot \bar{p} \quad (2.13)$$

mit  $K_S$  = spezifische Durchlässigkeit [ $m^2/s$ ]

$\eta$  = dynamische Viskosität des Gases

[1 Poise =  $0,1 \text{ N s/m}^2$ ]

$\bar{p} = (p_c + p_e)/2$  = mittlerer Druck in der Kapillare [mbar]

Nach Gleichung 2.13 hängt die spezifische Durchlässigkeit für laminare Strömung linear vom mittleren Druck  $p$  in der Kapillare ab. Aus diesem Grunde berechnen viele Autoren die spezifische Durchlässigkeit wie folgt:

$$K_g = \frac{p \cdot V}{t} \cdot \frac{1}{A} \cdot \frac{1}{p_c - p_e} \cdot \frac{\eta}{\bar{p}} \quad (2.14)$$

mit  $K_g$  = Permeabilitätskoeffizient gegenüber Gasen [ $m^2$ ]

Der nach Gleichung 2.14 errechnete Permeabilitätskoeffizient  $K_g$  stellt auch für unterschiedliche Medien eine Materialkonstante dar.

Die Permeabilitätskoeffizienten  $K_S$  und  $K_g$  hängen über folgende Beziehung voneinander ab:

$$K_S \text{ [m}^2\text{/s]} = \frac{\bar{p}}{\eta} K_g \text{ [m}^2\text{]}$$

mit  $\eta$  = dynamische Viskosität des Gases [ $\text{Ns/m}^2$ ] für das  $K_S$  bestimmt wurde, und  $\bar{p}$  = mittlerer Druck in der Kapillare bei der Bestimmung von  $K_S$  [mbar =  $10^2 \text{ N/m}^2$ ].

Für  $Kn \gg 1$  überwiegt Molekularströmung, auch Knudsenströmung genannt. Knudsenströmung bedeutet, daß die Zusammenstöße der Gasmoleküle mit der Kapillarwand viel häufiger sind, als die Zusammenstöße der Gasmoleküle untereinander. Die spezifische Durchlässigkeit für diese Strömungsart kann gemäß Gl. 2.11 nach folgender Beziehung berechnet werden:

$$K_S = \frac{p \cdot V}{t} \cdot \frac{1}{A} \cdot \frac{1}{p_c - p_e} = \frac{4}{3} \cdot r \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot R \cdot T}{\pi \cdot M_g}} \quad (2.15)$$

mit  $R$  = allgemeine Gaskonstante [J/K·mol]

$T$  = Temperatur [K]

$M_g$  = Molekulargewicht des Gases (Molekülmasse) [g/mol]

Tritt Molekularströmung auf, so ist die spezifische Durchlässigkeit gemäß Gl. 2.15 unabhängig vom mittleren Druck in der Kapillare.

Für Beton bzw. Zementstein, dessen Porenradien sich über ca. 6 Größenordnungen erstrecken und insbesondere bei niedrigen Drücken, bei denen die freie Weglänge der Gasmoleküle relativ groß ist, tritt ein Mischtransport aus laminarer und molekularer Strömung auf [131]. Siehe hierzu auch Abschnitt 3.1.4.

### 2.7.2.3 Permeation von Flüssigkeiten

Die Gesetzmäßigkeit der Strömung von Flüssigkeiten durch poröse Körper wurde erstmals von d'Arcy beschrieben. In einem Filterversuch [133] fand er auf empirischem Wege einen Zusammenhang zwischen der in der Zeiteinheit  $t$  durch einen porösen Körper (Sand) der Dicke  $l$  fließenden Wassermenge  $Q$  und dem Höhenunterschied  $\Delta h$  der Wasserspiegel am Ein- und am Auslauf:

$$Q \cdot \frac{l}{A} \sim \Delta h \quad (2.16)$$

wobei  $\Delta h = p_c - p_e$

Hagen [134] und Poiseuille [135] fanden für die laminare Flüssigkeitsströmung in einer Kapillarröhre mit dem Radius  $r$  einen Zusammenhang nach Gl. 2.17

$$Q_{\text{Kapillare}} = \frac{V}{t} = \frac{r^4 \cdot \pi \cdot (p_c - p_e)}{8 \cdot \eta \cdot l} \quad (2.17)$$

Setzt man den Durchfluß  $Q$  aus Gleichung 2.16 und den Durchfluß durch  $n$  Kapillaren aus Gl. 2.17 gleich, so ergibt sich

$$\text{const} \cdot \frac{A}{l} \cdot (p_c - p_e) = \frac{n \cdot r^4 \cdot \pi \cdot (p_c - p_e)}{8 \cdot \eta \cdot l} \quad (2.18)$$

Daraus folgt mit  $A = n \cdot \pi \cdot r^2$

$$\text{const} = \frac{r^2}{8 \cdot \eta}$$

Das in der Zeiteinheit  $t$  transportierte Flüssigkeitsvolumen  $V$  ist dann

$$\frac{V}{t} = K_f \cdot \frac{A}{l} \cdot \frac{p_c - p_e}{\eta} \quad (2.19a)$$

bzw. 
$$K_f = \frac{V}{t} \cdot \frac{l}{A} \cdot \frac{1}{p_c - p_e} \cdot \eta \quad (2.19b)$$

mit 
$$K_f = \text{const} \cdot \eta = \frac{r^2}{8} \quad (2.20)$$

wobei  $K_f$  = Permeabilitätskoeffizient gegenüber Flüssigkeiten [ $\text{m}^2$ ]

Da Flüssigkeiten im Gegensatz zu Gasen inkompressibel sind, wird für die Berechnung der laminaren Flüssigkeitsströmung der mittlere Druck in den Kapillaren  $\bar{p}$ , bzw. das Verhältnis  $(p/\bar{p})$ , welches die Kompressibilität beschreibt, nicht berücksichtigt (Vergleich Gl. 2.14 und 2.19b). Berücksichtigt man in Gl. 2.19b auch nicht den Einfluß der Viskosität der Flüssigkeit  $\eta$ , so erhält man einen Permeabilitätskoeffizienten für Flüssigkeiten  $K_{f2}$

$$K_{f2} = \frac{K_f}{\eta} \quad [\text{m}^2/\text{Pa}\cdot\text{s}]$$

Wird als Prüfliquidität Wasser verwendet und ist die Strömung stationär, so kann der Permeabilitätskoeffizient  $K_w$  für Wasser nach dem Gesetz von D'Arcy ermittelt werden.

$$\frac{V}{t} = K_w \cdot \frac{A}{l} \cdot \Delta h$$

bzw. 
$$K_w = \frac{V}{t} \cdot \frac{l}{A} \cdot \frac{1}{\Delta h}$$

mit  $K_w$  = Permeabilitätskoeffizient für Wasser [m/s]  
 $\Delta h$  = Druckdifferenz ( $p_c - p_e$ ) in m Wassersäule

Die Koeffizienten  $K_f$  und  $K_w$  hängen über folgende Beziehung voneinander ab:

$$K_w = K_f \cdot \frac{\rho_w \cdot g}{\eta_f}$$

mit  $\rho_w$  = Dichte des Wassers [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ],  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$  und  $\eta_f$  = Viskosität der Flüssigkeit.

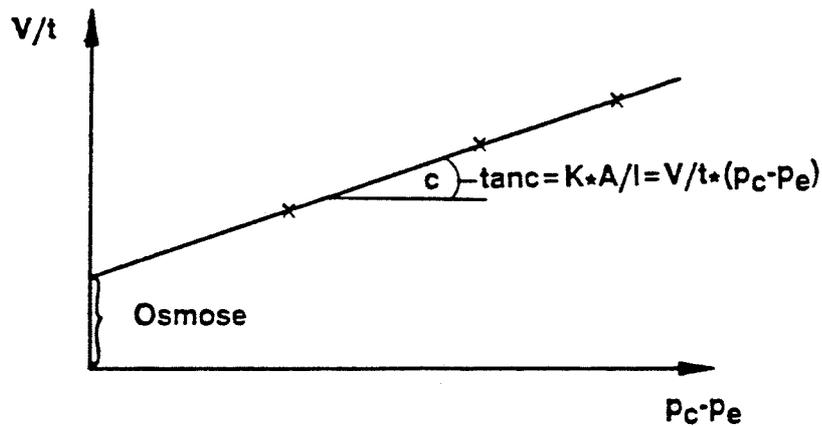
Die Druckhöhe des Wassers in [N] ist gleich  $\Delta h \cdot g \cdot \rho_w$ .

Nach Powers et al [123] muß bei Permeabilitätsversuchen mit Wasser an zementgebundenen Werkstoffen neben dem äußeren aufgebracht Druck noch der osmotische Druck berücksichtigt werden, der sich durch in der Porenlösung gelöste Alkalien ergibt. Die Größe und Richtung dieses osmotischen Druckes kann in experimentellen Untersuchungen bestimmt werden, indem der Volumenfluß pro Zeiteinheit  $V/t$  gemäß Gleichung 2.19a bei verschiedenen Druckdifferenzen ( $p_c - p_e$ ) ermittelt wird. Trägt man den Volumenfluß  $V/t$  über die zugehörigen Druckdifferenzen ( $p_c - p_e$ ) auf, so ergibt sich eine lineare Beziehung, deren Gerade nicht durch den Koordinatenursprung verläuft. Der Achsenabschnitt auf der  $V/t$ -Achse gibt die Größe und Richtung des Einflusses des osmotischen Druckes an (siehe Bild 2.27). Die Steigung der Geraden ist dem Permeabilitätskoeffizienten  $K$  direkt proportional.

#### 2.7.2.4 Einflüsse auf die Permeabilität von Beton

Im folgenden wird nur ein grober Überblick über die betontechnologischen Parameter gegeben, welche die Permeabilität von Beton beeinflussen, da diese Zusammenhänge bereits aus den vorangegangenen Abschnitten hervorgehen:

Nach Bild 2.1 ist die entscheidende Einflußgröße für die Permeabilität des Zementsteins dessen Kapillarporosität [3,4]. Entsprechend nimmt die Permeabilität sowohl gegen Wasser als auch gegen Gase mit steigendem



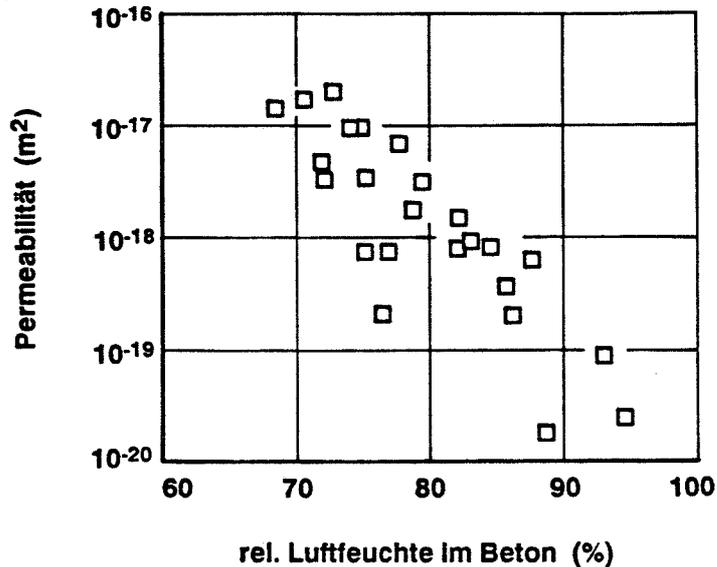
**Bild 2.27:** Bestimmung des Permeabilitätskoeffizienten von zementgebundenen Werkstoffen gegenüber Flüssigkeiten [123]

Wasserzementwert und sinkendem Hydratationsgrad, d.h. kürzerer Nachbehandlung und jüngerem Prüfalter um mehrere Größenordnungen zu [106]. Mit bestimmend für die Permeabilität von Beton ist die Struktur der Verbundzone Zementstein/Zuschlag. Wegen ihrer höheren Porosität und den in diesen Bereichen häufiger auftretenden Mikrorissen ist die Permeabilität von Beton im allgemeinen wesentlich höher als die von reinem Zementstein.

Nach [9] beeinflusst die Zementart bei sonst gleichen Bedingungen die Permeabilität von Beton. Betone aus hüttensandreichen Hochofenzementen weisen bei guter Nachbehandlung eine deutlich geringere Permeabilität auf als Betone aus Portlandzement. Eine Karbonatisierung führt bei Portlandzementbetonen zu einer Verdichtung der Porenstruktur und entsprechend zu einer Abnahme der Permeabilität, während bei Betonen aus hüttensandreichen Hochofenzementen die Karbonatisierung das Porensystem des Zementsteins vergrößert und entsprechend die Permeabilität gegen Wasser oder Gase deutlich steigert [9,42,93].

Für das vorliegende Forschungsvorhaben von besonderer Bedeutung sind die Einflüsse der Umgebungsbedingungen, insbesondere der Temperatur und des Feuchtegehalts des Betons auf seine Permeabilität. Nach [129,136] ist der Einfluß der Temperatur in dem hier relevanten Temperaturbereich zwischen ca.  $0^{\circ}\text{C}$  und  $50^{\circ}\text{C}$  auf die Permeabilität gegenüber Gasen gering. Die Permeabilität gegenüber Wasser nimmt dagegen mit steigender Temperatur deutlich zu.

Der große Einfluß des Feuchtegehaltes von Beton auf seine Permeabilität gegen Luft bzw. Gase geht aus Bild 2.28 hervor [137]. Mit steigender rel. Feuchte, d.h. steigendem Feuchtegehalt des Betons nimmt seine Permeabilität gegen Luft um Größenordnungen ab. Dies kann dazu führen, daß bei der Bestimmung der Gaspermeabilität von Beton der Einfluß des Feuchtegehaltes



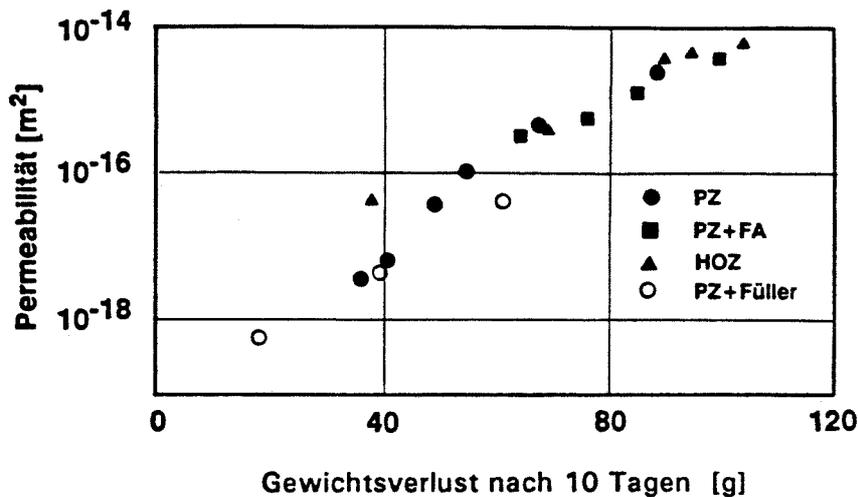
**Bild 2.28:** Einfluß des Feuchtegehaltes von Beton auf die Luftpermeabilität nach [137]

den Einfluß der betontechnologischen Parameter überdeckt [129]. So bestimmten Parrott und Hong [161] die Permeabilität von Betonrandzonen gegenüber Luft nach verschiedenen langen Trocknungsperioden. Unabhängig von der Betonzusammensetzung und Dauer der Nachbehandlung ergab sich nach Bild 2.29 ein eindeutiger Zusammenhang zwischen dem Permeabilitätskoeffizienten gegen Luft und dem Feuchteverlust bis zum Zeitpunkt der Prüfung. Über weitere Einzelheiten zu den Einflüssen auf die Permeabilität von Beton siehe auch [78].

### 2.7.3 Kapillare Wasseraufnahme

#### 2.7.3.1 Allgemeine Formulierung

Flüssigkeiten, insbesondere Wasser, können in das Porensystem des Betons durch Absorption bzw. durch kapillares Saugen eindringen. Treibende Kraft



**Bild 2.29:** Zusammenhang zwischen der Luftpermeabilität nach 80 Tagen und dem Gewichtsverlust nach 10 Tagen Trocknung im Klima 20°C/65% r.F. [161]

für diesen Transportmechanismus sind die Oberflächenspannungen im trockenen Porensystem des Betons. Die kapillare Aufnahme von Wasser reduziert die Oberflächenspannungen und setzt damit das Energieniveau des Gesamtsystems herab.

Eine exakte analytische Formulierung des kapillaren Saugens von Flüssigkeiten führt zu nichtlinearen, gewöhnlichen Differentialgleichungen, in denen die Steighöhe bzw. das Fortschreiten der Flüssigkeitsfront in Abhängigkeit von der Dichte, der Oberflächenspannung und der Zähigkeit der Flüssigkeit sowie vom konstanten Radius der Kapillaren und dem Randwinkel gegeben werden [138,139]. Da einerseits eine Lösung der Differentialgleichung nur mit numerischen Methoden möglich ist und andererseits die Annahme eines konstanten Radius der Kapillaren für das Porensystem des Zementsteines auch nicht annähernd zutrifft, werden zur Beschreibung des kapillaren Saugens verschiedene Näherungen herangezogen. Nach [140] kann die Aufnahme von Wasser durch folgende, auf dem Gesetz von Bernoulli aufbauende Beziehung dargestellt werden:

$$v_w = \frac{A_w}{\rho_w} \sqrt{t} \quad (2.21a)$$

mit  $V_w$  = Wasservolumen/Berührungsfläche [ $m^3/m^2$ ]  
 $\rho_w$  = Dichte des Wassers [ $kg/m^3$ ]  
 $t$  = Dauer der Wasseraufnahme [s]  
 $A_w$  = Koeffizient, der von der Porenstruktur abhängt [ $kg/m^2 \cdot s^{0,5}$ ]

Der Koeffizient  $A_w$  kann wie folgt beschrieben werden:

$$A_w = K_2 \cdot \sqrt{2r_h} \cdot \frac{\epsilon_{abs}}{a_{Tabs}} \quad (2.21b)$$

mit  $r_h$  = hydraulischer Radius des Porensystems  
 $\epsilon_{abs}$  = effektive Kapillarporosität  
 $a_{Tabs}$  = Tortuositätsbeiwert  
 $K_2$  = Beiwert, der von der Oberflächenspannung, Randwinkel  
 und Temperatur des Wassers abhängt

Nachdem der Koeffizient  $A_w$  aber nur experimentell bestimmt werden kann, ist eine Beschreibung der kapillaren Wasseraufnahme, die auf Strukturparametern aufbaut, nicht möglich. Ein Zusammenhang zwischen kapillarer Wasseraufnahme und der Dauer der Wasseraufnahme ähnlich Gl. 2.21a wird auch in [141] gegeben.

Auch Schwarz [142] fand durch Auswertung von Versuchsergebnissen, daß die kapillare Wasseraufnahme durch 2 Beziehungen bzw. durch 2 Kennwerte  $M_w$  und  $X_w$  beschrieben werden kann:

$$m_w = M_w \sqrt{t} \quad (2.22a)$$

und  $x = X_w \sqrt{t} \quad (2.22b)$

mit  $m_w$  = Wassermasse/Berührungsfläche [ $kg/m^2$ ]  
 $x$  = Abstand zwischen Saugfläche und Wasserfront [m]  
 $M_w$  = Wasseraufnahmekoeffizient [ $kg/m^2 \cdot s^{0,5}$ ]  
 $X_w$  = Wassereindringkoeffizient [ $m/s^{0,5}$ ]  
 $t$  = Zeit [s]

Die Kenngrößen  $M_W$  und  $X_W$  können wie folgt zueinander in Beziehung gesetzt werden:

$$X_W = \frac{M_W}{\psi_K \cdot \rho_W} \quad (2.23)$$

mit  $\psi_K$  = Wasserkapazität  $[\text{m}^3/\text{m}^3]$   
 $\rho_W$  = Dichte des Wassers  $[\text{kg}/\text{m}^3]$

In Gl. 2.23 ist unterstellt, daß der Feuchtigkeitsgehalt im bereits durchfeuchteten Werkstoff im Verlauf des Saugvorgangs konstant bleibt.

Da die kapillare Wasseraufnahme in Versuchen nicht immer einem  $\sqrt{t}$ -Gesetz folgte, schlug Kettenacker schon 1930 eine allgemeinere Formulierung vor [143]:

$$x = c_1 \cdot t^{n_1} \quad (2.24a)$$

und  $m = c_2 \cdot t^{n_2} \quad (2.24b)$

mit  $x$  = Abstand zwischen Saugfläche und Wasserfront [m]  
 $m$  = Wassermasse/Berührungsfläche  $[\text{kg}/\text{m}^2]$   
 $c_1; c_2$  = Koeffizienten, die  $M_W$  und  $X_W$  in Gl. 2.22 entsprechen  
 $t$  = Dauer der Wasseraufnahme [s]  
 $n_1; n_2$  = Exponenten

Nach Kettenacker hängen die Exponenten  $n_1$  und  $n_2$  vom betrachteten Werkstoff ab. Auch Levitt [141] stellte in Versuchen fest, daß das  $\sqrt{t}$ -Gesetz für Beton nicht immer gültig ist und gibt für  $n_2$  Werte zwischen 0,3 und 0,7 an. Auf die Gültigkeit der  $\sqrt{t}$ -Abhängigkeit wird in Abschnitt 2.7.3.2 nochmals eingegangen.

In [144] wird für die kapillare Wasseraufnahme folgende dimensionsreine Beziehung gegeben:

$$\frac{w}{w_1} = \left(\frac{t}{t_1}\right)^n \quad (2.25a)$$

mit  $w$  = aufgenommene Wassermasse/Berührungsfläche [ $\text{g}/\text{m}^2 \cdot \text{h}^n$ ]  
 $t$  = Dauer der Wasseraufnahme [h]  
 $w_1$  = aufgenommene Wassermasse/Berührungsfläche nach 1 Stunde  
[ $\text{g}/\text{m}^2 \cdot \text{h}^n$ ]  
 $t_1 = 1$  h  
 $n$  = Exponent

Bei logarithmischer Auftragung ergibt sich daraus

$$\log w = \log w_1 + n \cdot \log (t/t_1) \quad (2.25b)$$

Der Beiwert  $c_2$  in Gl. 2.24b entspricht dem Ausdruck  $w_1$  in Gl. 2.25a und für  $n = 0,5$  den Beiwerten  $A_w/\rho_w$  in Gl. 2.21a und  $M_w$  in Gl. 2.22a.

In [139] wird darauf hingewiesen, daß das  $\sqrt{t}$ -Gesetz und damit jede Abhängigkeit der Wasseraufnahme von  $t^n$  keinen Bezug zu wirklichen Systemparametern haben, weil die Wasseraufnahme bzw. die Lage der Wasserfront nach diesen Beziehungen mit zunehmender Zeit gegen unendlich strebt. Die Autoren schlagen eine asymptotische Beziehung vor, die allerdings erst für längere Versuchsdauern gültig ist.

Nach Abschnitt 2.7.3.2 wird die kapillare Wasseraufnahme häufig an ver-

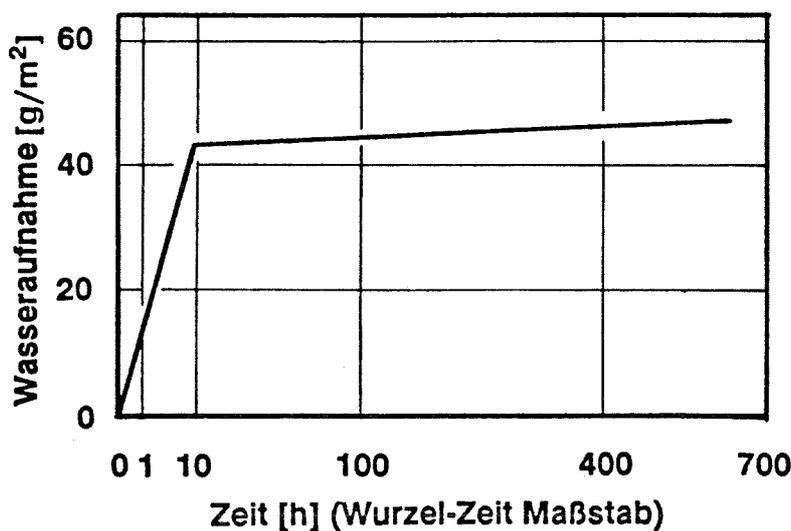


Bild 2.30: Verlauf der kapillaren Wasseraufnahme dünner Betonproben

gleichsweise niedrigen zylindrischen Proben untersucht, deren Unterseite mit Wasser in Berührung steht. Sobald die Wasserfront die Probenoberseite erreicht, entsteht in der Wasseraufnahme-Zeit-Beziehung ein deutlicher Knick entsprechend Bild 2.30. Mit fortlaufender Versuchsdauer nimmt die Probe weiter Wasser auf, jedoch mit wesentlich langsamerer Geschwindigkeit.

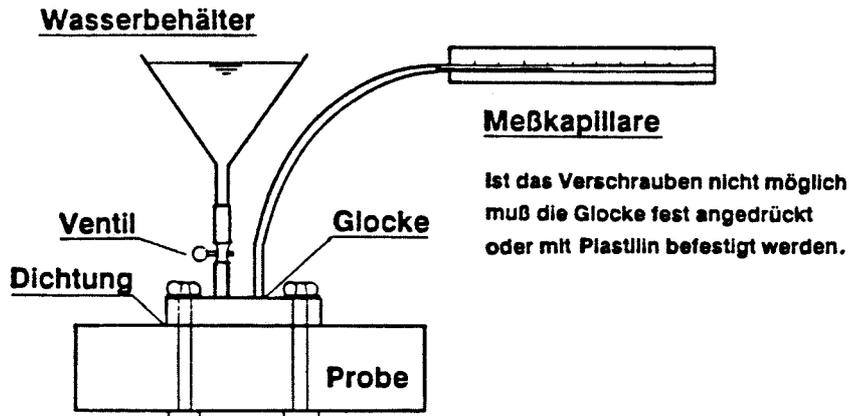
### 2.7.3.2 Meßverfahren

Die kapillare Wasseraufnahme wird sowohl an Probekörpern als auch an Ausschnitten größerer horizontaler oder vertikaler Oberflächen von Probekörpern oder Bauteilen bestimmt.

In [60,61] wird die kapillare Wasseraufnahme an zylindrischen Scheiben  $\emptyset$  95 bis 100 mm, Höhe 23 bis 26 mm bestimmt. Vor der Prüfung im Alter von 63 Tagen werden die Proben 12 Tage lang bei 47°C getrocknet. Während des Versuches steht die Probenunterseite mit Wasser in Berührung. Um eine Verdunstung des Wassers aus der Probe zu verhindern, werden die Behälter, in denen die Proben liegen, abgedichtet, die Eintauchtiefe der Proben wird durch Nachgießen konstant gehalten. Die Wasseraufnahme der Proben wird durch Wägung bestimmt. Dabei werden Ergebnisse entsprechend Bild 2.30 erzielt.

Das zur Bestimmung der Wasseraufnahme von Oberflächen am häufigsten eingesetzte Verfahren ist der sog. ISA-Test - Initial Surface Absorption - [129,140,141]. Es ist in Bild 2.31 dargestellt. Auf eine vertikale Betonoberfläche wird eine Kappe aufgesetzt und versiegelt und über einen Trichter mit Wasser gefüllt. Die Wasseraufnahme der Betonoberfläche wird an einer Glaskapillare abgelesen. Über weitere Verfahren, die aber im allgemeinen nur Abwandlungen des ISA-Tests sind, siehe [78].

Die verschiedenen Prüfverfahren zur Bestimmung der kapillaren Wasseraufnahme werden in [164] kritisch beleuchtet. Darin wird anhand theoretischer Überlegungen gezeigt, daß Abweichungen von der  $\sqrt{t}$ -Abhängigkeit der kapillaren Wasseraufnahme auf ungenügende Versuchsbedingungen zurückzuführen sind: Werden die Proben vor der Prüfung nicht bis zum Erreichen eines Feuchtegleichgewichtes getrocknet, so ändert sich der Feuchtegehalt der Proben in Richtung der Steighöhe des Wassers. Unter der berechtigten Annahme, daß die kapillare Wasseraufnahme mit steigendem Feuchtegehalt des Porensystems abnimmt, fällt entsprechend der Wasseraufnahmekoeffi-



**Bild 2.31:** Initial Surface Absorption Test (ISA)

zient innerhalb der Probe in dieser Richtung. Wird in Gl. 2.22a diese Änderung des Wasseraufnahmekoeffizienten nicht berücksichtigt, so weicht die Wasseraufnahme-Zeit-Beziehung scheinbar vom  $\sqrt{t}$ -Verlauf ab.

Dies steht im Einklang mit den Untersuchungen von Fagerlund [60], der die Proben vor Beginn des Wasseraufnahmeversuches stets 12 Tage bei 47°C vortrocknet und so ein Feuchtegleichgewicht über die ganze Probenhöhe sicherstellt. Entsprechend folgt die Wasseraufnahme von Betonen, die sich in ihrer Zusammensetzung deutlich unterscheiden, stets einer  $\sqrt{t}$ -Abhängigkeit.

In [164] wird auch das ISAT-Verfahren kritisch beleuchtet. Bei diesem Verfahren erfolgt eine kapillare Wasseraufnahme nicht nur senkrecht in eine Richtung, sondern auch parallel zu der mit Wasser beaufschlagten Betonoberfläche. Als Folge davon nimmt die Oberfläche der Wasserfront im Lauf des Versuches zu. Auch dies führt zu einer Abweichung vom  $\sqrt{t}$ -Verlauf der Wasseraufnahme, die jedoch in der Änderung der Kontaktflächen von Wasser und Beton begründet ist.

### 2.7.3.3 Einflüsse auf die kapillare Wasseraufnahme von Beton

Nach [60,61,78,140,141] nimmt die Geschwindigkeit der kapillaren Wasser-

aufnahme mit steigender Porosität des Zementsteins, d.h. steigendem Wasserzementwert und sinkendem Hydratationsgrad zu. So beschleunigte nach [140] eine Erhöhung des Wasserzementwertes von 0,5 auf 0,8 die kapillare Wasseraufnahme um den Faktor 12. Der Einfluß der Umweltbedingungen und insbesondere des Feuchtegehaltes des Betons auf sein Saugverhalten wurde kaum systematisch untersucht. Es ist aber davon auszugehen, daß mit zunehmendem Feuchtegehalt des Betons die Geschwindigkeit der kapillaren Wasseraufnahme deutlich abfällt.

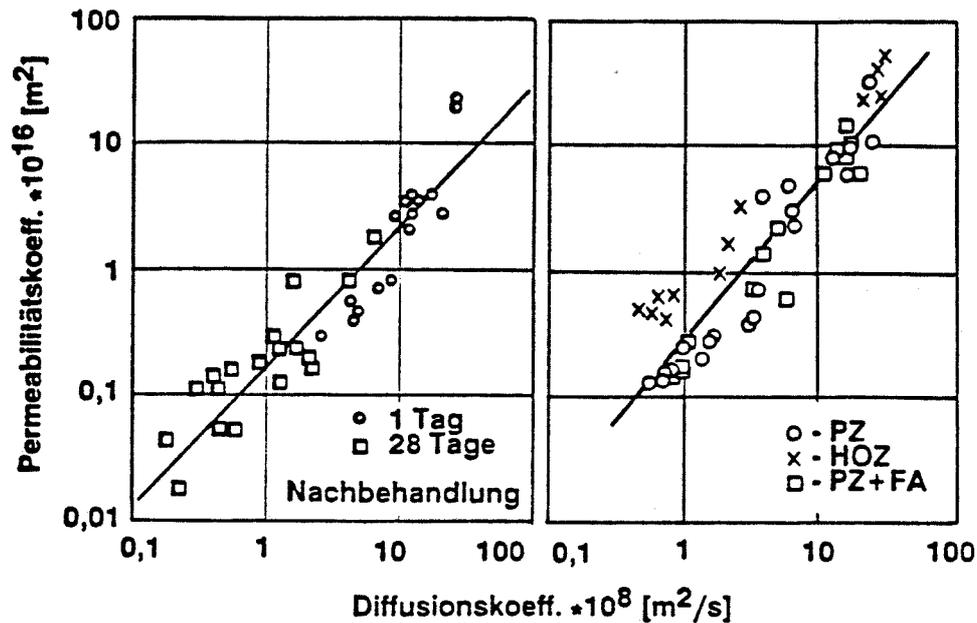
Über Abhängigkeiten von Korrosionseigenschaften und kapillarer Wasseraufnahme liegen bisher nur wenige Untersuchungen vor.

#### 2.7.4 Zusammenhang zwischen Diffusion, Permeation und Absorption

Die Geschwindigkeit, mit der die drei Transportmechanismen im Beton ablaufen, wird - neben den Eigenschaften des transportierten Mediums - von der Porenstruktur des Betons bestimmt. Es ist daher anzunehmen, daß zwischen den verschiedenen Transportkoeffizienten Zusammenhänge bestehen, die es erlauben, z.B. aus dem Permeabilitätskoeffizienten gegenüber einem bestimmten Medium auf den Diffusionskoeffizienten für das gleiche oder für ein anderes Medium zu schließen. Es sind jedoch nur sehr wenige experimentelle Untersuchungen zu dieser Fragestellung bekannt [106,145, 146,147].

Der Zusammenhang zwischen Diffusions- und Permeabilitätskoeffizient von Beton gegenüber Sauerstoff wurde von Lawrence [145,146] untersucht. Bei diesen Untersuchungen zeigte sich ein eindeutiger Zusammenhang zwischen den an denselben Betonen bestimmten Diffusions- und Permeabilitätskoeffizienten gegenüber Sauerstoff als strömendes Medium bei Betrachtung unterschiedlicher Nachbehandlungsdauern und verschiedener Zementarten, siehe Bild 2.32.

Die Ergebnisse sind jedoch nur gültig bei Verwendung eines inerten Gases als strömendes Medium, wie es Sauerstoff für Beton darstellt. Nach Bild 2.32 stellt für inerte Gase der Logarithmus des Permeabilitätskoeffizienten eine dem Logarithmus des Diffusionskoeffizienten direkt proportionale Größe dar und kann somit zumindest für ein gegebenes Medium auch zur Korrelation mit Korrosionsformen herangezogen werden, die von einem Diffusionsprozeß gesteuert werden.



**Bild 2.32:** Zusammenhang zwischen Diffusions- und Permeabilitätskoeffizient von Beton [145,146]

In [140] werden analytische Beziehungen für den Zusammenhang zwischen kapillarem Saugen und dem Diffusionskoeffizienten für CO<sub>2</sub> angegeben. Über weitere Angaben zum Zusammenhang zwischen verschiedenen Transportkoeffizienten siehe auch [78] sowie die Abschnitte 2.7.4, 6.1 und 6.4.

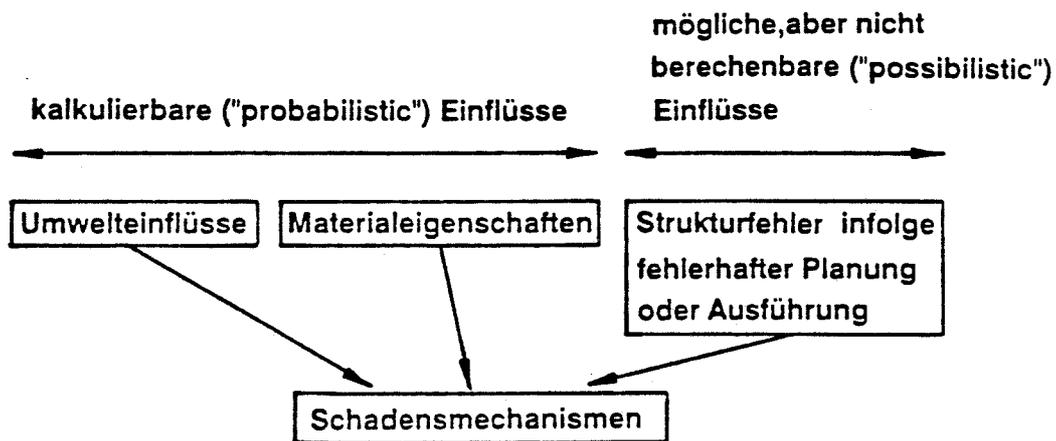
## 2.8 Das Konzept der Lebensdauervorhersage

Die Dauerhaftigkeit einer Konstruktion oder eines Baustoffs ist stets eine endliche, d.h. zeitlich begrenzte Eigenschaft. In Verbindung mit der Dauerhaftigkeit ist daher auch die zu erwartende Lebensdauer bzw. die vorgesehene Nutzungsdauer einer Konstruktion mit in Betracht zu ziehen.

Dabei ist die zu erwartende Lebensdauer eines Bauwerkes die Zeit, während der das Bauwerk allen Angriffen aus Umwelt und Nutzung widersteht, ohne daß die Funktionsfähigkeit des Bauwerkes beeinträchtigt wird.

Zur Abschätzung der Lebensdauer wurden in jüngerer Zeit verschiedene Überlegungen angestellt. Dazu sind Kenntnisse über die Schadensmechanis-

men, die durch verschiedene Beanspruchungen ausgelöst werden, notwendig. Sentler, Östlund [148] beschreiben den Zusammenhang zwischen Umwelteinflüssen, Materialeigenschaften und Schadensmechanismen, wie in Bild 2.33 dargestellt.



**Bild 2.33:** Die Hauptelemente zur Analyse der Einflüsse auf die Lebensdauer [148]

Nach [148] sollten bei der Betrachtung der kalkulierbaren Einflüsse Modelle herangezogen werden, welche den Korrosionsfortschritt in Abhängigkeit von der Zeit darstellen. Bild 2.34 zeigt ein allgemeines Beispiel für ein solches Modell. Dabei wird davon ausgegangen, daß eine Korrosion sofort, also zum Zeitpunkt  $t = 0$  einsetzt, was jedoch für die wenigsten Korrosionsformen gilt. Vielmehr ist zunächst von einer sogenannten "nucleation period" auszugehen, während der noch keine Schädigung auftritt aber während der sich die Voraussetzungen für eine Schädigung einstellen, z.B. der Zeitraum während dem ein frostgefährdeter Beton einen kritischen Sättigungsgrad erreicht.

Durch die Angabe einer statistischen Verteilung des Ausmaßes der Korrosion zu einer bestimmten Zeit ist es möglich, ein Sicherheitskonzept einzubauen und somit die Wahrscheinlichkeit anzugeben, mit der die Korrosion ein bestimmtes Ausmaß zu einer Zeit  $t$  erreicht (z.B. Karbonatisierungstiefe zur Zeit  $t$ ).

Bei der Betrachtung der nicht berechenbaren Einflüsse sollte nach [148] das in Bild 2.35 dargestellte Schema herangezogen werden, in dem jeweils die Wahrscheinlichkeit und die Wichtigkeit eines möglichen Fehlers bewertet werden. Bild 2.35 zeigt auf, daß die Durchlässigkeit des Betons

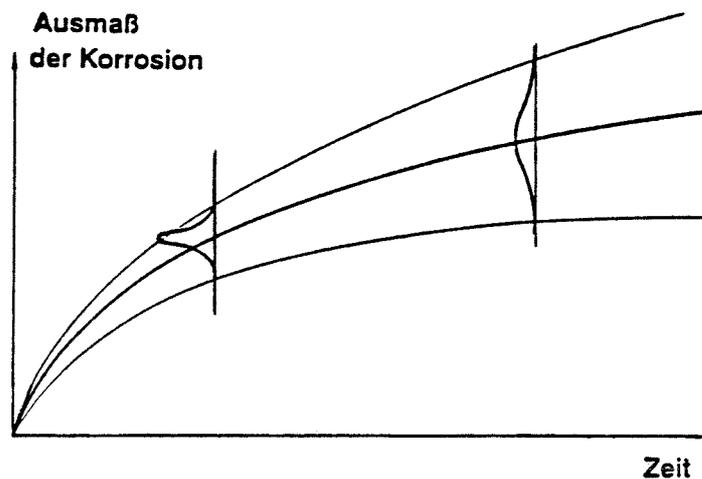
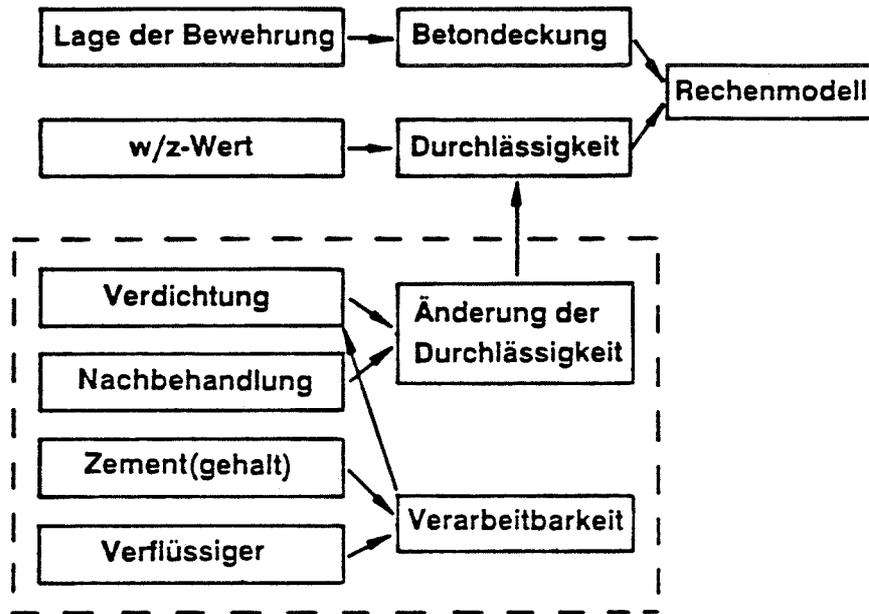


Bild 2.34: Allgemeine Abhängigkeit des Korrosionsgrades von der Zeit [148]

diejenige Materialeigenschaft ist, welche von fehlerhafter Planung oder Ausführung am stärksten betroffen sein kann. Das Vermeiden von Fehlern in der Ausführung z.B. schlechte Verdichtung, mangelhafte Nachbehandlung usw. obliegt einer mit der Ausführung einhergehenden Qualitätskontrolle. Für die Planung können Erfahrungswerte gesammelt und ausgewertet werden. Dagegen wären für eine zuverlässige Qualitätskontrolle bei der Ausführung Schnellprüfverfahren zur Bestimmung von Materialkennwerten wünschenswert, mit Hilfe derer die Lebensdauer von Bauwerken unter bestimmten Beanspruchungen abgeschätzt werden könnten [148].

Die technische Kommission CIB W80/RILEM 71-PSL hat in ihrem Abschlußbericht über die Lebensdauervorhersage von Baustoffen und Bauteilen [149] nach Durchsicht von verschiedenen Konzepten, das in den Anlagen 1.4 und 1.5 wiedergegebene Schema zur Vorgehensweise bei Lebensdauervorhersagen vorgeschlagen.



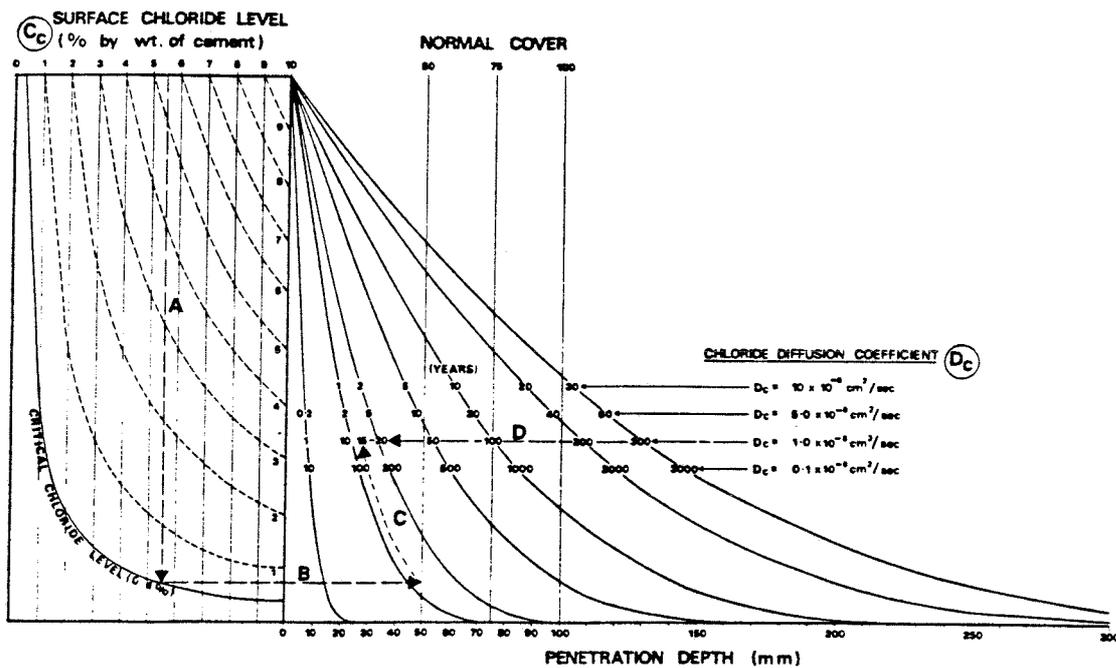
**Bild 2.35:** Vereinfachtes Schema von möglichen Fehlern, die die Betonqualität beeinflussen können [148]

Das Schema ist in folgende Hauptabschnitte unterteilt:

- Festlegungen; Bestimmung der Funktionen, die das Bauteil während seiner Nutzung erfüllen soll
- Vorbereitung; Erkennen der möglichen auftretenden Korrosionsmechanismen
- Vorversuche; Entwerfen und Durchführen von Kurzzeitversuchen, mit denen die maßgebenden Korrosionsmechanismen nachgewiesen werden
- Hauptversuche; Entwerfen und Durchführen von "vorhersagenden Versuchen zur Lebensdauer" und Langzeitkorrosionsversuchen; Bestimmung des Ausmaßes der Korrosion; Vergleich der Versuchsergebnisse.
- Interpretation und Diskussion der Versuchsergebnisse; Erstellung von Rechenmodellen zur Vorhersage der Lebensdauer mit Hilfe von "vorhersagenden Versuchen".

Aus diesem Schema ist die Wichtigkeit von Kurzzeitversuchen, bzw. "vorhersagenden Versuchen" zu erkennen. Dies könnten Verfahren zur Bestimmung von einzelnen Korrosionswiderständen oder Schnellprüfverfahren zur Bestimmung von charakteristischen Materialkennwerten sein, deren Einflüsse auf Korrosionswiderstände bekannt sind. Da solche Verfahren fehlen, haben die existierenden Konzepte zur Lebensdauervorhersage eher programmatischen und theoretischen Charakter und sind kaum als Handlungsanweisungen zu nutzen.

Ein Beispiel für eine Lebensdauervorhersage gegen Chloridangriff gibt Browne [150]. Er stellt ein Nomogramm zur Bestimmung der Tiefe, bis zu der ein kritischer Chloridgehalt im Beton vorliegt, auf, siehe Bild 2.36. Als Eingangsgrößen und damit als charakteristische Werte wählt er den Chloridgehalt an der Betonoberfläche sowie den Diffusionskoeffizienten des Betons gegenüber Chlorid. Je nach Vorgabe können dann bei bekannter Betondeckung die Nutzungsdauer des Bauwerkes oder die erforderliche Betondeckung abgeschätzt werden.



**Bild 2.36:** Nomogramm zur Abschätzung der Chlorideindringtiefe in Beton [150]

Vesikari [151] gibt eine Möglichkeit zur Bestimmung der Lebensdauer von Betonkonstruktionen gegenüber Frostbeanspruchung an. Als Materialgröße wählt er einen Wert, den er Frostwiderstandsmaß P nennt. P ist definiert als die Anzahl der Frost-Tauwechsel, bei denen eine Volumenabnahme der untersuchten Proben von 4 % auftritt.

Als Prüfverfahren wählt er das Frost-Tausalzverfahren des DBV [65], siehe dazu Abschnitt 2.5.3.1. Dabei soll P durch Versuche nach 25 Frost-Tauwechseln bestimmt werden. Die Lebensdauer t eines Bauwerkes gegenüber Frostbeanspruchung kann dann nach folgender Formel abgeschätzt werden [151]:

$$t = k_e \cdot P \quad (2.26)$$

mit t = Lebensdauer  
k<sub>e</sub> = Umweltfaktor  
P = Frostwiderstand

Für den Umweltfaktor k<sub>e</sub> gibt Vesikari für verschiedene Bauwerke minimale und maximale Werte an, die in Feldversuchen ermittelt wurden, jedoch angesichts des großen Einflusses von k<sub>e</sub> auf die Lebensdauer noch zu unsicher sind.

In [40] werden zwei Beziehungen angegeben, mit denen die Karbonatisierungstiefe von Beton in Abhängigkeit vom w/z-Wert und der Druckfestigkeit des verwendeten Zementes abgeschätzt werden kann. Als Grundlage diente dabei die Annahme, daß die Karbonatisierung mit der Wurzel der Zeit voranschreitet (siehe Abschnitt 2.7.1.2). Die Versuchsergebnisse wurden an Proben gewonnen, die bis zu einem Alter von 7 Jahren im Freien unter Dach ausgelagert waren.

Die von H.-G. Smolczyk vorgeschlagene Beziehung für den Karbonatisierungsfortschritt lautet:

$$x(t) = 7 \cdot \left( \frac{10 \cdot w/z}{N_T} - 0,175 \right) \cdot t^{0,5} - 0,5 \quad (2.27)$$

H.-J. Wierig schlägt folgende Beziehung vor:

$$x(t) = (84,62 \cdot \frac{w/z}{N_7} - 0,64 \cdot w/z - 1,63) \cdot t^{0,5} + 0,95 \quad (2.28)$$

- mit  $x(t)$  = Karbonatisierungstiefe zum Zeitpunkt  $t$  [mm]  
 $t$  = Betonalter in Monaten  
 $N_T$  = Normendruckfestigkeit des Zementes in  $\text{kp/cm}^2$   
nach  $T$  Tagen  
 $T = (5 + 0,003 \cdot (N_5 - 100) \cdot t) / (10 \cdot w/z)$   
 $N_5$  = Normendruckfestigkeit nach 5 Tagen [ $\text{kp/cm}^2$ ]  
 $N_7$  = Normendruckfestigkeit nach 7 Tagen [ $\text{kp/cm}^2$ ]

Die Gl. 2.26 bis 2.28 stellen damit Rechenmodelle dar, die in Verbindung mit den übrigen in den Anlagen 1.4 und 1.5 dargestellten Schritten zur Lebensdauervorhersage genutzt werden können.

## 2.9 Folgerungen aus der Literaturübersicht und Ziele der weiteren Untersuchungen

Mit den heute geltenden und anerkannten Regeln der Betontechnologie ist es möglich, durch gezielte Zusammensetzung und ausreichend lange Nachbehandlung Betone herzustellen, die gegenüber fast allen auftretenden Korrosionsformen ausreichend widerstandsfähig sind. Dies setzt jedoch voraus, daß diese Regeln tatsächlich eingehalten werden und eine zuverlässige Qualitätskontrolle vor und nach dem Einbau des Betons die Einhaltung dieser Regeln sicherstellt. Die dafür erforderlichen Prüfmethode stehen aber nur in begrenztem Maß zur Verfügung, ohne daß auf diese spezielle Frage in der vorausgegangenen Literatursichtung eingegangen wurde.

Auch im Sinne des in Abschnitt 2.8 dargestellten Konzepts der Lebensdauervorhersage ist es wünschenswert, die potentielle Dauerhaftigkeit eines Betons bestimmter Zusammensetzung durch einen leicht bestimmbar Kennwert nach dem sog. Performance concept zu beschreiben [152] und dann mit Hilfe geeigneter Rechenmodelle die zu erwartende Lebensdauer abzuschätzen, bzw. bei vorgegebener Lebensdauer Anforderungen an diesen Kennwert aufzustellen.

Die Druckfestigkeit eines Betons im Alter von 28 Tagen ist nur in sehr eingeschränktem Maß ein Kennwert der potentiellen Dauerhaftigkeit von Beton und sollte in Abhängigkeit von den Umweltbedingungen höchstens als zusätzliche Anforderung an dauerhaften Beton herangezogen werden. Eine hohe Betondruckfestigkeit bedeutet zwar im allgemeinen eine dichte Porenstruktur des Zementsteins und damit einen hohen Widerstand gegen das Eindringen aggressiver Substanzen. Eigenschaften und Struktur des Betons sind jedoch über den Querschnitt nicht konstant. Oberflächennahe Bereiche, die schnell austrocknen können, besitzen aufgrund von Inhomogenitäten in der Zusammensetzung und des besonderen Einflusses des Feuchtegehaltes und der Nachbehandlung häufig eine höhere Porosität als der Beton in größerer Entfernung von der Oberfläche [9]. Entsprechend weisen randnahe Bereiche eines Querschnitts, die aggressiven Medien am stärksten ausgesetzt sind, eine geringere Dichte auf als das Innere eines Betonquerschnitts. Dieses Merkmal der Betonstruktur kann durch die Nennfestigkeit des Betons, d.h. seiner Druckfestigkeit bei einem Prüfalter von 28 Tagen und genormten Lagerungsbedingungen nur ganz eingeschränkt wiedergegeben werden, da sie einen Mittelwert der Eigenschaften über den gesamten Querschnitt einer Probe darstellt. Die Druckfestigkeit am Ende der Nachbehandlung ist nach Abschnitt 2.6.2.1 dagegen ein besseres Maß zur Vorhersage von Dauerhaftigkeitsmerkmalen, da sie die Eigenschaften der Betonrandzonen, die rasch austrocknen und nicht mehr weiterhydratisieren, besser widerspiegelt als etwa die Nennfestigkeit des Betons in höherem Alter.

Wesentlich zuverlässiger erscheint es, anstelle der Druckfestigkeit einen Kennwert zu bestimmen, der Aufschluß darüber gibt, ob ein gelieferter oder vor Ort hergestellter Beton einen ausreichend hohen Widerstand gegen das Eindringen aggressiver Substanzen aufweisen kann, d.h. eine ausreichende "potentielle Dichte" besitzt. In einem weiteren Schritt ist dann zu überprüfen, ob der eingebaute Beton durch sachgemäße Verarbeitung und ausreichende Nachbehandlung diese Dichte tatsächlich erreicht hat.

Viele Korrosionsvorgänge werden durch Diffusionsprozesse ausgelöst. Die Ermittlung von Diffusionskoeffizienten als Maß für den Widerstand gegen das Eindringen ist jedoch langwierig und im allgemeinen für routinemäßige Schnellprüfverfahren nicht geeignet. Dagegen scheint die Bestimmung des Permeabilitätskoeffizienten von Beton gegenüber Gasen, z.B. Luft, in einem Schnellprüfverfahren möglich. Die Literatursichtung läßt erwarten,

daß zwischen dem Permeabilitätskoeffizienten und der Geschwindigkeit von Korrosionsvorgängen, auch wenn diese diffusionsgesteuert sind, definierbare Zusammenhänge bestehen. Auch das kapillare Saugverhalten, charakterisiert z.B. durch den Wasseraufnahmekoeffizienten  $M_w$  nach Gl. 2.22a, kann ein geeignetes Kriterium sein.

Die Literatursichtung läßt aber auch den Schluß zu, daß eine ausreichende Dichtheit des Betons zwar ein notwendiges, aber nicht immer ein allein ausreichendes Kriterium für dauerhaften Beton ist. Dies gilt z.B. für Betone mit hohem Frost-Tausalzwiderstand oder Sulfatwiderstand, an die zusätzliche Anforderungen zu stellen sind, nämlich die Verwendung von LP-Bildnern bzw. die Verwendung von Zementen mit hohem Sulfatwiderstand. Ziel der weiteren, im folgenden dargestellten Untersuchungen ist daher die Entwicklung bzw. Weiterentwicklung von geeigneten Prüfmethode n zur Bestimmung der potentiellen Dichtheit von Beton sowie die Erarbeitung des Zusammenhanges zwischen dieser potentiellen Dichtheit und dem Korrosionsfortschritt von Betonen, die unterschiedlichen korrosiven Medien ausgesetzt sind.

### 3. Entwicklung geeigneter Prüfmethoden

#### 3.1 Bestimmung des Permeabilitätskoeffizienten von Beton gegenüber Luft

##### 3.1.1 Allgemeines

Das in [122] beschriebene Prüfverfahren erlaubt die zuverlässige Bestimmung des Permeabilitätskoeffizienten von Beton gegenüber Wasser, Luft oder definierten Gasen z.B.  $O_2$  durch Aufbringen eines in seiner Größe einstellbaren, einseitigen Drucks auf eine Betonscheibe, Dicke 50 mm, Durchmesser 150 mm. Es ist somit ein für Forschungszwecke hervorragend geeignetes Gerät, das allerdings Routine und besondere Sorgfalt, vor allem im Hinblick auf den Einbau und die Abdichtung der Proben erforderlich macht.

Da das im Rahmen des vorliegenden Forschungsprogramms einzusetzende Prüfverfahren jedoch auch für einen routinemäßigen Einsatz, etwa im Sinn einer Würfelprüfung, geeignet sein sollte, wurde versucht, ein möglichst einfaches, wenn auch weniger universelles Prüfgerät zu entwickeln. Die Anforderungen an das Prüfgerät waren neben einer einfachen Handhabung Zuverlässigkeit und Robustheit sowie die Möglichkeit, in kurzer Zeit d.h. in etwa 1 Stunde ein aussagefähiges Ergebnis zu erhalten.

In Anbetracht der angestrebten kurzen Prüfdauer erschien die Bestimmung des Permeabilitätskoeffizienten gegenüber Wasser als nicht möglich, da hierzu im allgemeinen Prüfdauern von mehreren Wochen erforderlich sind. Als Medium wurde daher Luft gewählt, obwohl diese gegenüber Beton wegen ihres Gehaltes an  $CO_2$  kein vollständig inertes Gas darstellt. Bei Prüfzeiten bis zu 1 Stunde kann aber eine mögliche Beeinflussung des experimentell bestimmten Permeabilitätskoeffizienten durch Karbonatisierung der Betonproben vernachlässigt werden.

In Abschnitt 2.7.2.4 wurde auf den besonderen Einfluß des Feuchtegehaltes von Beton auf den Permeabilitätskoeffizienten gegenüber Gasen hingewiesen. Der Einstellung eines definierten Feuchtegehalts der Proben vor der Prüfung kam daher besondere Bedeutung zu. Um das Verfahren so einfach wie möglich zu halten und um eventuelle Rißbildungen als Folge einer forcierten Trocknung zu vermeiden, wurden die Proben vom Ende der Nachbehandlung bis zum Prüfzeitpunkt im Alter von 28 bzw. 56 Tagen im Klimaraum bei  $20^\circ C$ , 65% r.F. gelagert. Es wurde damit in Kauf genommen, daß der Feuch-

tegehalt der Proben, die unterschiedlich lange nachbehandelt und unterschiedlich zusammengesetzt sind, nicht völlig gleich und über die Dicke nicht gleichmäßig verteilt ist, so daß die an verschiedenen Betonen erzielten Ergebnisse nur bedingt vergleichbar sind. Es wurde von der Annahme ausgegangen, daß durch diese Art der Lagerung der Unterschied zwischen "dicht" und "weniger dicht" verschiedener Proben eher deutlich wird, da weniger dichte Proben schneller austrocknen und daher wegen ihres geringeren Feuchtegehaltes noch undichter erscheinen als sie dies bei definierten, für alle Proben gleichem Feuchtegehalt tatsächlich sind. Diese Einschränkungen stellen u.E. die gewählte Methodik an sich nicht in Frage. Es ist durchaus möglich, in weiteren Untersuchungen, z.B. durch Vortrocknung der Proben in einem Ofen bei 47°C in Anlehnung an [60,61] den Feuchtegehalt der Proben zum Zeitpunkt der Prüfung genauer zu definieren.

Auf die besondere Problematik der gewählten Abmessungen der Probekörper für die Bestimmung der Permeabilitätskoeffizienten wird in Abschnitt 3.1.5 eingegangen.

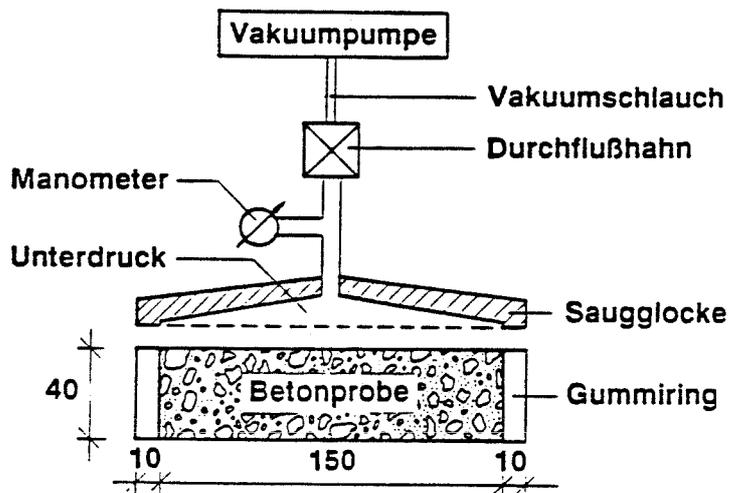
### 3.1.2 Die Prüfeinrichtung

Bild 3.1 zeigt den schematischen Aufbau der Prüfeinrichtung. Sie baut auf Erfahrungen auf, die mit einem Gerät zur Bestimmung der Oberflächenpermeabilität von Beton am Ende der Nachbehandlung des Betons am Bauwerk gewonnen wurden [144,153].

In dem Prüfverfahren wird eine Saugglocke auf einen die Betonprobe umhüllenden Gummiring gesetzt und anschließend mit Hilfe einer Vakuumpumpe evakuiert. Ein dichtes Anliegen des Gummiringes an die Probe wird erreicht, indem der Frischbeton in den als Schalung dienenden Gummiring eingebracht wird und darin erhärtet (siehe Abschnitt 4.2.2).

Nach Schließen des Verbindungshahnes zwischen Saugglocke und Vakuumpumpe wird mit einem an der Saugglocke angeschlossenen, digital anzeigenden Manometer der zeitliche Verlauf des Druckanstieges in der Saugglocke gemessen.

Ein Anstieg des Druckes in der Saugglocke nach Schließen des Durchflußhahnes ist nur dann möglich, wenn Luft von unten durch die Betonprobe ins Innere der Saugglocke strömt. Demzufolge steigt der Druck umso schneller, je durchlässiger der Beton ist. Voraussetzung hierfür ist ein dichtes An-



**Bild 3.1:** Prüfeinrichtung zur Bestimmung des Permeabilitätskoeffizienten von Betonscheiben gegenüber Luft

liegen der Saugglocke am Gummiring. Zu diesem Zweck wird die Saugglocke vor dem Versuch mit einem Dichtungsfett auf Siliconbasis bestrichen. Versuche mit einer Metallplatte als Probe ergaben, daß die hiermit erzielte Dichtigkeit  $10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$  betrug und somit um den Faktor  $5 \times 10^1$  bis  $10^5$  höher ist, als die der untersuchten Betone.

Die Bilder 3.2 und 3.3 zeigen die Einzelteile der Meßapparatur.

### 3.1.3 Der Meßvorgang

Folgender stichwortartig wiedergegebener Ablauf einer Messung hat sich als zweckmäßig erwiesen:

- (1) 5 Minuten evakuieren der Saugglocke
- (2) Schließen des Verbindungshahnes
- (3) bei Druck  $p_0=20 \text{ mbar}$  die Zeit  $t_0$  ablesen
- (4) bei Druck  $p_1=50 \text{ mbar}$  die Zeit  $t_1$  ablesen  
oder für dichte Betone  
nach  $t_1=t_0+120 \text{ s}$  den Druck  $p_1$  ablesen
- (5) Die Schritte (1) bis (4) sind so lange zu wiederholen, bis sich ein zeitlich konstanter Druckanstieg einstellt. Dabei darf die Saugglocke zwischenzeitlich nicht belüftet werden.

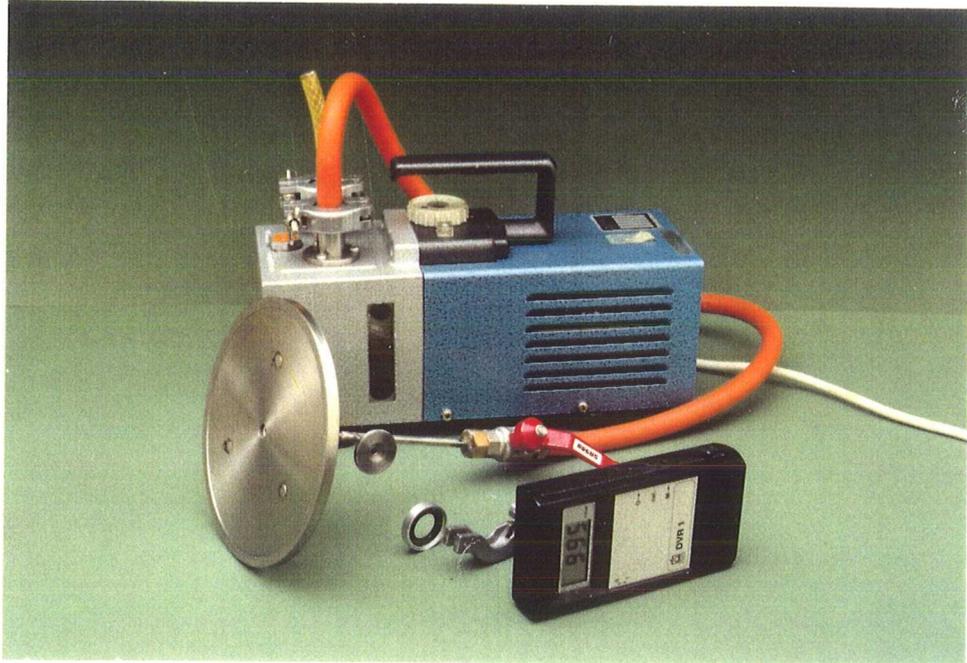


Bild 3.2: Einzelteile der Meßapparatur zur Bestimmung des Permeabilitätskoeffizienten von Betonscheiben gegenüber Luft  
v.l.n.r.: Vakuumpumpe, Saugglocke, Kleinflanschanschluß, Durchflußhahn, Manometer

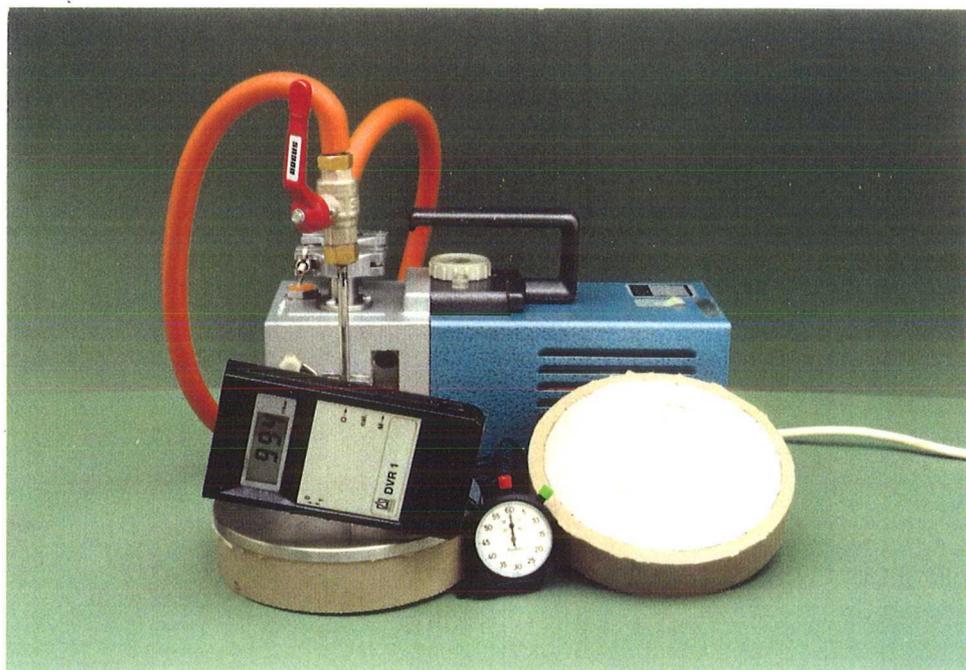


Bild 3.3: Permeabilitätsmessung an Betonscheiben

Die Zeitdauer, bis zu der sich ein stationärer Fluß einstellt, hängt von der Durchlässigkeit des Betons ab. Sie reicht von 3 Minuten für sehr durchlässige Betone bis über 60 Minuten für sehr dichte Betone.

Durch das Ansaugen der Glocke an den Gummiring und des Gummirings an die Probe infolge des Unterdruckes ist das Prüfsystem selbstdichtend, und es entfallen spezielle Vorrichtungen zur Befestigung der Meßapparatur sowie zum Einbau der Probe. Daher beschränkt sich die Versuchsdauer auf den oben beschriebenen Meßvorgang.

Ein Nachteil des Verfahrens liegt in der Begrenzung des maximal möglichen Druckunterschiedes auf 1 bar.

#### 3.1.4 Die Versuchsauswertung

Die Grundlagen zur Durchströmung poröser Körper wurden in Abschnitt 2.7.2.2 dargestellt.

Für das hier beschriebene Verfahren durchlaufen die Gasmoleküle Druckbereiche von 1000 mbar bis ungefähr 10 mbar. Nach [131] beträgt die freie Weglänge bei  $p=1000$  mbar ungefähr  $10^{-7}$  m, bei  $p=10$  mbar ungefähr  $10^{-5}$  m. Entsprechend ändert sich die freie Weglänge der Gasmoleküle über die Probenlänge um den Faktor 100. Da gleichzeitig die Porenradien der durchströmten Zementsteinmatrix mehrerer Zehnerpotenzen durchlaufen, liegt ein Mischtransport aus laminarer und molekularer (Knudsen-)Strömung vor, d.h. es überwiegt kein bestimmter Transportmechanismus.

Aus diesem Grund wurde entsprechend den Angaben in Abschnitt 2.7.2.2 für die Versuchsauswertung die allgemeine Form zur Berechnung der Durchlässigkeit gemäß Gleichung 2.11 verwendet.

$$K_s = \frac{p \cdot V}{t} \cdot \frac{1}{p_c - p_e} \cdot \frac{1}{A} \quad (3.1)$$

mit  $K_s$  = spez. Durchlässigkeit [ $m^2/s$ ]

Im folgenden wird zur Vereinfachung  $K_s = K$  gesetzt und mit "Permeabilitätskoeffizient" bezeichnet.

Der nach Gl. 3.1 bestimmte Permeabilitätskoeffizient  $K$  kann auf den Wert  $K_g$  nach Gl. 2.14 wie folgt umgerechnet werden:

$$K_g \text{ [m}^2\text{]} = K \cdot \frac{\eta}{\bar{p}}$$

wobei der mittlere Druck während der Bestimmung von K

$\bar{p} = [1013 - ((20 + 50)/2)]/2 \sim 0,5 \text{ bar}$  und die Viskosität von Luft bei  $20^\circ \text{C}$   $\eta = 1,819 \cdot 10^{-5} \text{ Ns/m}^2$  beträgt.

Wird Luft als Prüfmedium benutzt, so ist der Umrechnungsfaktor

$$K_g \text{ [m}^2\text{]} \sim 3,6 \cdot 10^{-10} K \text{ [m}^2\text{/s]}$$

Ein Vergleich des Permeabilitätskoeffizienten gegenüber Luft,  $K_{\text{Luft}}$ , mit dem gegenüber Sauerstoff,  $K_{\text{Sauerstoff}}$ , ist für  $\bar{p} = 0,5 \text{ bar} = \text{const}$  über folgenden Faktor möglich:

$$\begin{aligned} K_{\text{Sauerstoff}} \text{ [m}^2\text{/s]} &= K_{\text{Luft}} \text{ [m}^2\text{/s]} \cdot (\eta_{\text{Luft}} / \eta_{\text{Sauerstoff}}) \\ &= 0,90 K_{\text{Luft}} \text{ [m}^2\text{/s]} \end{aligned}$$

wobei die Viskosität von Sauerstoff bei  $20^\circ \text{C}$   $\eta = 2,02 \cdot 10^{-5} \text{ Ns/m}^2$  beträgt.

In Gl. 3.1 ist das Gasvolumen  $V$ , welches den porösen Körper durchströmt, aus dem zeitlichen Druckanstieg in der Saugglocke zu bestimmen. Nach dem Boyle-Mariott'schen Gesetz gilt:

$$p \cdot V = n \cdot R \cdot T \tag{3.2}$$

mit  $n = \text{Anzahl der Moleküle}$

$R = \text{allgemeine Gaskonstante [J/K}\cdot\text{mol]}$

$T = \text{absolute Temperatur [K]}$

Während des Versuches werden  $n$  Luftmoleküle in die Saugglocke eingesaugt. Nach Gl. 3.2 nehmen die angesaugten Luftmoleküle bei Atmosphärendruck  $p_a$  und einer Lufttemperatur  $T_a$  das Volumen  $V_a$  ein:

$$V_a = \frac{n \cdot R \cdot T_a}{p_a} \tag{3.3}$$

Die Anzahl der angesaugten Gasmoleküle errechnet sich aus der Differenz der Moleküle in der Saugglocke bei Versuchsende  $n_1$  und bei Versuchsanfang  $n_0$ .

Der Ausgangszustand in der Saugglocke zum Zeitpunkt  $t_0$  ist:

$$p_0 \cdot V_S = n_0 \cdot R \cdot T_0$$

mit  $V_S$  = Volumen der Saugglocke

$T_0$  = Temperatur in der Saugglocke bei Versuchsbeginn

$p_0$  = Druck in der Saugglocke bei Versuchsbeginn

$n_0$  = Anzahl der Luftmoleküle in der Saugglocke bei Versuchsbeginn.

Daraus ergibt sich:

$$n_0 = \frac{p_0 \cdot V_S}{R \cdot T_0} \quad (3.4)$$

Der Endzustand in der Saugglocke zum Zeitpunkt  $t_1$  ist:

$$n_1 = \frac{p_1 \cdot V_S}{R \cdot T_1} \quad (3.5)$$

mit  $T_1$  = Temperatur in der Saugglocke bei Versuchsende

$p_1$  = Druck in der Saugglocke bei Versuchsende

$n_1$  = Anzahl der Luftmoleküle in der Saugglocke bei Versuchsende

Aus Gleichung 3.4 und 3.5 folgt:

$$n = n_1 - n_0 = \left( \frac{p_1}{T_1} - \frac{p_0}{T_0} \right) \cdot \frac{V_S}{R} \quad (3.6)$$

Gleichung 3.6 in Gleichung 3.3 ergibt:

$$V_a = \left( \frac{p_1}{T_1} - \frac{p_0}{T_0} \right) \cdot V_S \cdot T_a \cdot \frac{1}{p_a} \quad (3.7)$$

Gl. 3.7 gibt damit das Volumen der Luft unter Atmosphärendruck an, das während des Versuches in die Saugglocke strömt. Aus Gl. 3.7 und 3.1 erhält man dann für den Permeabilitätskoeffizienten  $K$ :

$$K = \frac{p \cdot \left( \frac{p_1}{T_1} - \frac{p_0}{T_0} \right) \cdot V_S \cdot T_a}{(t_1 - t_0) \cdot p_a \cdot (p_c - p_e)} \cdot \frac{1}{A} \quad (3.8)$$

In Gleichung 3.8 ist  $p$  der Druck, bei dem  $V_a$  bestimmt wird (siehe Gl. 2.11). Gemäß Gleichung 3.3 wird  $V_a$  auf den Atmosphärendruck  $p_a$  bezogen. Deshalb gilt:

$$p = p_a \quad (3.9)$$

Der Druck außerhalb der Saugglocke entspricht  $p_a$ :

$$p_c = p_a \quad (3.10)$$

Bei der gewählten Art der Versuchsdurchführung ist die absolute Temperatur während eines Meßvorgangs näherungsweise konstant:

$$T_1 = T_0 = T_a \quad (3.11)$$

Für den Druck  $p_e$  kann näherungsweise der mittlere Druck in der Saugglocke während einer Messung eingesetzt werden:

$$p_e = \frac{p_0 + p_1}{2} \quad (3.12)$$

Gl. 3.9, 3.10, 3.11 und 3.12 in Gl. 3.8 eingesetzt ergibt:

$$K = \frac{(p_1 - p_0) \cdot V_S}{(t_1 - t_0) \cdot (p_a - (p_1 + p_0)/2)} \cdot \frac{1}{A} \quad (3.13)$$

- mit
- $K$  = Permeabilitätskoeffizient [ $m^2/s$ ]
  - $p_1, p_0$  = Druck in der Saugglocke zu Versuchsende, bzw. zu Versuchsanfang [mbar]
  - $V_S$  = Volumen der Saugglocke [ $m^3$ ]
  - $t_1 - t_0$  = Versuchsdauer [s]
  - $p_a$  = Atmosphärendruck [mbar]
  - $l$  = durchströmte Dicke des Probenkörpers [m]
  - $A$  = durchströmte Querschnittsfläche des Probekörpers [ $m^2$ ]

Die zur Bestimmung des Permeabilitätskoeffizienten notwendigen Größen nach Gleichung 3.13 sind entweder bekannt ( $V_S$ ,  $p_a$ ,  $l$ ,  $A$ ), oder werden während einer Messung bestimmt ( $p_1$ ,  $p_0$ ,  $t_1$ ,  $t_0$ ).

Der nach Gleichung 3.13 ermittelte Permeabilitätskoeffizient  $K$  stellt bei Mischtransport keine vom Druckbereich und von der Temperatur unabhängige Größe dar, siehe Gl. 2.14 und 2.15. Aus diesem Grund müssen die Messungen stets etwa im selben Druck- und Temperaturbereich durchgeführt werden. Dies ist bei einer Versuchsdurchführung gemäß Abschnitt 3.1.3 gewährleistet ( $p_0=20$  mbar <  $p_1=50$  mbar). Einschränkend ist ferner festzustellen, daß die zur Auswertung verwendete Gl. 3.1 nur für stationäre Strömung gültig ist. Diese Bedingung ist zwar nicht exakt, bei dem geringen Unterschied zwischen  $p_0$  und  $p_1$  aber in ausreichendem Maß erfüllt.

Unter den oben genannten Voraussetzungen stellt der nach Gl. 3.13 errechnete Permeabilitätskoeffizient bei gleichbleibendem Strömungsmedium eine für den Werkstoff charakteristische Größe dar.

### 3.1.5 Einfluß der Probekörperabmessungen

Für die Wahl einer geeigneten Probenform, insbesondere der Dicke der Betonscheiben für die in Abschnitt 3.1.2 beschriebene Versuchseinrichtung sind mehrere Einflußparameter von Bedeutung.

Für eine schnelle Versuchsdurchführung ist eine möglichst dünne Probe vorteilhaft, da mit dünner werdender Probe die Zeitdauer, bis zu der in der Probe ein lineares Druckgefälle aufgebaut ist, abnimmt. Demgegenüber steht die Tatsache, daß mit geringer werdender Probendicke der Einfluß von Korngrenzflächen und von Luftporeneinschlüssen auf das Meßergebnis zunimmt. Die Probendicke ist daher auf das Größtkorn des Zuschlags abzustimmen.

Da diese Einflüsse durch große Streuungen der Meßergebnisse sichtbar werden müßten, wurden in Vorversuchen je 5 Proben gleicher Betonzusammensetzung und einem Größtkorn der Zuschläge von 16 bzw. 32 mm mit Dicken von 20 mm, 30 mm, 40 mm und 50 mm hergestellt und nach dem Ausschalen im Alter von 1 Tag in einem Klimaraum bei 20°C, 65% r.F. bis zum Alter von 28 Tagen gelagert. Außerdem wurden Proben gleicher Zusammensetzung und einer Dicke von 30 mm in unterschiedlichen relativen Luftfeuchten 0 %, 32,3 %, 60,0 %, 80,0 %, 95,0 % ausgelagert.

Tabelle 3.1 zeigt die Ergebnisse dieser Versuche. Dabei wurde der größte gemessene Permeabilitätskoeffizient zu 100% gesetzt und die anderen Meßergebnisse in Relation dazu angegeben. Die in Klammern angegebenen Werte geben den Variationskoeffizienten in % wieder.

Die Ergebnisse in Tabelle 3.1 zeigen, daß der Permeabilitätskoeffizient mit zunehmender Probendicke abnimmt. Dies kann zwei Gründe haben:

- die dickeren Proben trocknen langsamer aus als die dünneren und zeigen deshalb eine größere Dichtigkeit gegenüber Luft,
- mit dünner werdender Probendicke nimmt der Einfluß von größeren Poren und Korngrenzflächen auf die Meßergebnisse zu.

Die Ergebnisse in Tabelle 3.1 zeigen aber auch, daß die an dünnen Proben bestimmten Permeabilitätskoeffizienten keine wesentlich größeren Streuungen aufweisen als die an dicken Proben bestimmten. Je niedriger die Luftfeuchtigkeit bei der Vorlagerung der Proben war, desto höher sind die Permeabilitätskoeffizienten. Dies verdeutlicht den großen Einfluß des Feuchtegehaltes der Proben auf die Meßergebnisse.

Aus diesen Beobachtungen wurde geschlossen, daß zur Erzielung vergleichbarer Ergebnisse nicht die Probendicke an sich von entscheidender Bedeutung ist, sondern daß es wichtiger ist, immer Probekörper gleicher Abmessungen zu untersuchen, die vor der Messung auf gleiche Art und Weise ausgelagert waren.

Gleichzeitig zeigten die Versuche, daß die Zeit, bis sich ein konstanter Durchfluß einstellt, mit zunehmender Probendicke anstieg. Im Sinne einer hinsichtlich eines Größtkorns von 32 mm vertretbaren und gleichzeitig möglichst kurzen Versuchsdauer wurde daher für die Hauptversuche eine Probendicke von 40 mm gewählt.

Serie	1	2	3
Dicke [mm]	rel. Permeabilitätskoeffizient [%]		
20	65 (25)	93 (16)	x
30	34 ( 8)	66 (16)	
40	16 (n.b.)	43 (40)	
50	12 ( 9)	28 (n.b.)	
Größtkorn [mm]	16	32	16
Lagerung: r.F. (20°C) 0 %			100
32,3 %			83
65,0 %	x	x	-
60,0 %			68
80,0 %			28
95,0 %			6

Tabelle 3.1: Relative Permeabilitätskoeffizienten,  $K_{28}$  von Betonproben gleicher Zusammensetzung und unterschiedlicher Dicke bzw. Dicke 30 mm ausgelagert in verschiedenen relativen Luftfeuchten. In Klammern sind die Variationskoeffizienten in % angegeben.

Aufgrund der im Vergleich zu Bauteilen relativ dünnen Probekörperabmessungen können Permeabilitätsmeßergebnisse, die mit dem in Abschnitt 3.1.2 und 3.1.3 beschriebenen Verfahren gewonnen werden, nur qualitative Zusammenhänge zwischen Parametern der Betonzusammensetzung und Permeabilitätswerten darstellen. Insbesondere die in Bauteilen auftretende, im Vergleich zu den Laborproben höhere Hydratationswärme und daraus folgende schnellere Hydratation, läßt eine uneingeschränkte quantitative Übertragung der im Labor gewonnenen Ergebnisse auf baupraktische Verhältnisse nicht zu.

### 3.2 Bestimmung des Wasseraufnahmekoeffizienten an Betonoberflächen

#### 3.2.1 Allgemeines

Die Literaturlauswertung zeigt, daß der Wasseraufnahmekoeffizient  $M_w$  nach Gl. 2.22a, der durch Untersuchungen der kapillaren Saugeligenschaften von Beton gewonnen werden kann, zur Vorhersage der potentiellen Dauerhaftigkeit von Beton eine Alternative zum Permeabilitätskoeffizient  $K$  für Luft darstellt. Von der Versuchsmethodik her ist die Bestimmung von  $M_w$  einfacher als die Bestimmung von  $K$ . Dies gilt insbesondere für das in Abschnitt 3.2.2 beschriebene Schnellverfahren. Beide Verfahren unterscheiden sich auch im transportierten Medium, nämlich Wasser beim kapillaren Saugen und Luft bei der Permeation. Da je nach Angriffsart der Transport beider Medien für die Dauerhaftigkeit von Beton wesentlich sein kann, ist es wahrscheinlich, daß beide Kennwerte,  $M_w$  und  $K$ , sich sinnvoll ergänzen.

Wie schon bei der Bestimmung des Permeabilitätskoeffizienten gegen Luft, so wird auch beim kapillaren Saugen der Feuchtegehalt des Betons zum Zeitpunkt der Prüfungen einen großen Einfluß auf das Prüfergebnis haben. So nimmt mit steigendem Feuchtegehalt des Betons die Geschwindigkeit der kapillaren Wasseraufnahme ab und geht bei wassergesättigtem Beton gegen null. Auch auf den Einfluß des Feuchtegradienten in der Probe wurde schon in Abschnitt 2.7.3.2 hingewiesen. Trotzdem erfolgte, wie schon bei den Permeabilitätsversuchen, auch bei der Bestimmung des Wasseraufnahmekoeffizienten keine forcierte Vertrocknung der Proben. Die Proben wurden vom Ende der Nachbehandlung bis zur Prüfung im Alter von 28 bzw. 56 Tagen im Klimaraum bei 20°C, 65% r.F. gelagert (vgl. Abschnitt 3.1.1).

#### 3.2.2 Die Prüfeinrichtung

Bild 3.4 zeigt den schematischen Aufbau der Prüfeinrichtung. Die Einzelteile gehen aus Bild 3.5 hervor. Auf eine horizontale Betonoberfläche wird eine zylindrische, nach oben abgeschlossene Haube aus Edelstahl gesetzt. Die Haube hat zwei in unterschiedlicher Höhe angeordnete Einlaßöffnungen. In die tieferliegende Öffnung wird mit Hilfe einer Injektionspritze so lange Wasser eingefüllt, bis das Luftvolumen in der Haube vollständig verdrängt ist. Wegen des schrägen Verlaufs der oberen Abdeckung der Haube kann die Luft vollständig, d.h. ohne Einschluß von Luft-

blasen durch die höhere der beiden Öffnungen entweichen. Daran anschließend wird die untere Öffnung mit einer Schraube verschlossen und in die oberliegende Öffnung eine mit Wasser gefüllte Meßpipette luft- und wasserdicht eingesetzt. Dann wird nach einer bestimmten Zeit der Abfall der Wassersäule in der Kapillare gemessen. Dieser Abfall zeigt an, wieviel Wasser in die Betonoberfläche eindringt. Da die Geschwindigkeit der Wasseraufnahme der Betonoberflächen mit zunehmender Versuchsdauer abnimmt, ist es wichtig, die Messung zu einem bestimmten Zeitpunkt nach Wasserzugabe zu beginnen und nach einer bestimmten Versuchsdauer abubrechen. Um vergleichbare Ergebnisse zu erhalten, müssen diese Zeiten für alle Versuche gleich sein.

Voraussetzung zur Durchführung des Versuches ist ein dichtes Anliegen der Haube auf der Betonoberfläche. Dies ist gewährleistet durch das relativ hohe Gewicht der Maßapparatur und einen auf die Haube aufgeklebten Gummiring, der vor dem Versuch mit einem Dichtungsfett auf Siliconbasis bestrichen wird. Versuche an einer Glasplatte zeigten, daß die damit erzielte Dichtigkeit der Meßapparatur gegen unendlich geht, d.h. es konnte auch nach mehreren Stunden kein Abfall der Wassersäule in der Meßkapillare festgestellt werden.

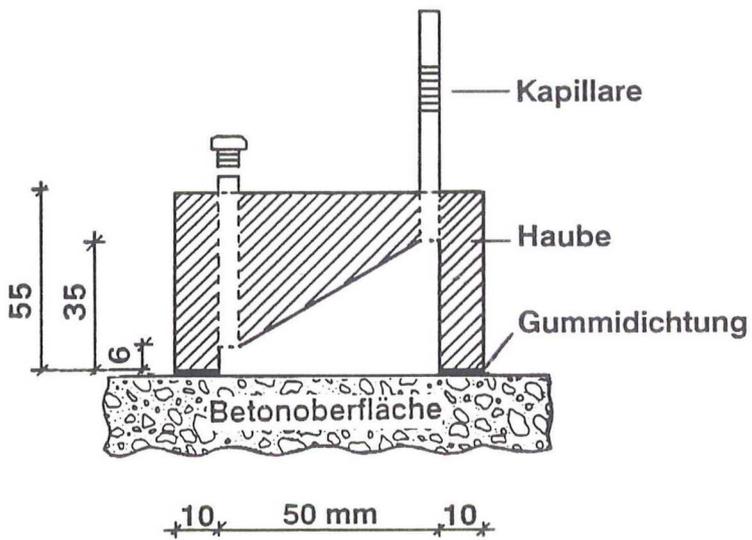
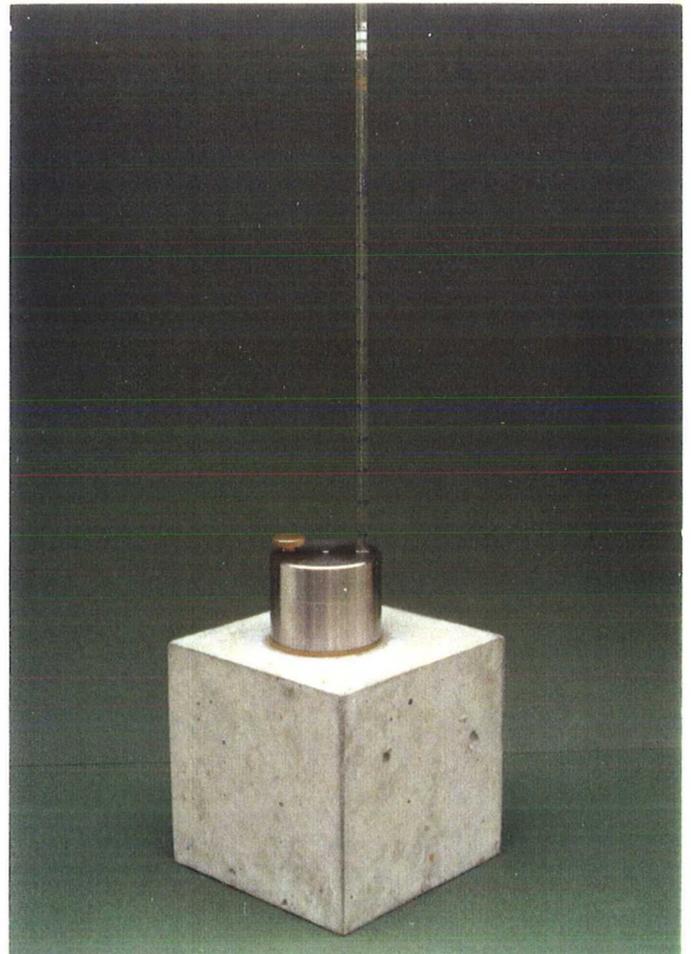


Bild 3.4: Versuchsaufbau zur Bestimmung der kapillaren Wasseraufnahme von Betonoberflächen

Bild 3.5: Messung der kapillaren Wasseraufnahme von Betonoberflächen



### 3.2.3 Der Meßvorgang

Nach den bisher vorliegenden Erfahrungen hat sich der im folgenden stichwortartig wiedergegebene Ablauf einer Messung als zweckmäßig erwiesen:

- Haube mit Wasser füllen; gleichzeitig Zeit  $t_0$  ablesen
- untere Öffnung schließen
- Kapillare in Haube einstecken
- nach der Zeit  $t_1 = t_0 + 120$  s Wasserstand  $W_1$  ablesen
- nach der Zeit  $t_2 = t_1 + 180$  s Wasserstand  $W_2$  ablesen

Für die Durchführung des Versuchs ist ein Zeitraum von ca. 10 Minuten anzusetzen.

### 3.2.4 Die Versuchsauswertung

Als Kenngröße der kapillaren Wasseraufnahme wird der Wasseraufnahmekoeffizient  $M_w$  nach Gl. 2.22a in Abschnitt 2.7.3.1 herangezogen. Er hängt ab von der in einem bestimmten Zeitraum  $t_2 - t_1$  pro Flächeneinheit aufgenommenen Wassermenge  $m_w$ . Bei der Auswertung wird unterstellt, daß die kapillare Wasseraufnahme einem  $\sqrt{t}$ -Gesetz nach Gl. 2.22a folgt. Da entsprechend Abschnitt 3.2.3 nicht die Wasseraufnahme während des Zeitraumes  $t_1 = 0$  s bis  $t_2$ , sondern während eines Zeitraumes  $t_1 = t_0 + 120$  s und  $t_2 = t_1 + 180$  s ist Gl. 2.22a zur Bestimmung von  $M_w$  wie folgt zu modifizieren:

$$M_w = \frac{W_2 - W_1}{A(\sqrt{t_2} - \sqrt{t_1})} \quad (3.14)$$

- mit  $M_w$  = Wasseraufnahmekoeffizient [ $m/s^{0,5}$ ]  
 $W_1, W_2$  = Wasservolumen in der Kapillare bei  
Versuchsbeginn bzw. bei Versuchsende [ $m^3$ ]  
 $A$  = Grundfläche der Haube [ $m^2$ ]  
 $t_1, t_2$  = Versuchszeiten, zu denen  $W_1$  bzw.  $W_2$  abgelesen  
werden [s]

#### 4. Experimentelle Untersuchungen

##### 4.1 Zielsetzung und Versuchsprogramm

Das übergeordnete Ziel der durchgeführten experimentellen Untersuchungen war die Entwicklung eines Schnellprüfverfahrens, mit dem Meßwerte bestimmt werden können, die geeignet sind, die potentielle Dauerhaftigkeit eines Betons bestimmter Zusammensetzung abzuschätzen. Als Meßmethoden wurde das in Abschnitt 3 beschriebene Verfahren zur Bestimmung der Permeabilität von Beton gegenüber Luft und der kapillaren Wasseraufnahme gewählt. Daraus ergaben sich folgende Programmschritte:

- Überprüfung der Zuverlässigkeit der Meßverfahren anhand von Untersuchungen an unterschiedlich zusammengesetzten und nachbehandelten Betonen.
- Untersuchungen über den Korrosionswiderstand dieser Betone im Hinblick auf ihre Karbonatisierungsgeschwindigkeit, ihren Frostwiderstand und ihren Widerstand gegen das Eindringen von Chloriden. In Paralleluntersuchungen wurden ferner die Wasserundurchlässigkeit durch Bestimmung der Wassereindringtiefe in Anlehnung an DIN 1048 und die Wasseraufnahme dieser Betone über einen längeren Zeitraum ermittelt.
- Versuchsauswertung im Hinblick auf eindeutige Zusammenhänge zwischen den gemessenen Permeabilitätskoeffizienten bzw. den Wasseraufnahmekoeffizienten und Kennwerten, welche die verschiedenen Korrosionswiderstände der Betone beschreiben.
- Entwicklung von Rechenmodellen, die eine Vorherbestimmung des Korrosionsfortschritts bzw. der Lebensdauer des Betons bei bestimmten Umweltbedingungen mit Hilfe der Werkstoffkennwerte Permeabilität und kapillare Wasseraufnahme erlauben.

Im Rahmen des gesamten Versuchsprogrammes wurden 22 Betone untersucht, die sich bezüglich des verwendeten Bindemittels, des Wasserzementwertes und des Luftgehaltes unterschieden. Tabelle 4.1 gibt einen Überblick.

Bestimmung der (des)			Permeabilitätskoeffizient	Wasseraufnahmekoeffizient	Druckfestigkeit	Karbonatisierungstiefe	Wasseraufnahme	Wassereindringtiefe	Frostwiderstand	Chlorideindringen
Serie	Bindemittel	w/z+FA								
A	PZ 35F	0,45	X	X	X	X	X	X		
B		0,60	X	X	X	X	X	X	X	
C		0,70	X	X	X	X	X	X		
D	PZ 45F	0,45	X	X	X	X				
E		0,60	X	X	X	X				
F	HOZ 35L	0,45	X	X	X	X				
G		0,60	X	X	X	X	X	X	X	
H	PZ 35F+FA(20%)	0,42	X	X	X	X				
I		0,55	X	X	X	X	X	X		
K	PZ 35F+FA(28%)	0,42	X		X	X				
L		0,55	X		X	X				
M	PZ 35F+FA(40%)	0,42	X		X	X				
N		0,55	X		X	X				
O	EPZ 35F	0,45	X		X	X				
P		0,60	X		X	X				
P1		>0,60	X		X	X				
R	PZ 35F	0,45+LP	X	X	X	X	X	X		X
S		0,60+LP					X	X		X
T	PZ 45F	0,45+LP	X	X	X	X				
U		0,60+LP					X			X
V	PKZ 35F	0,45	X		X	X				
W		0,60	X		X	X				

Tabelle 4.1: Übersicht über die durchgeführten Untersuchungen

## 4.2 Permeabilitätskoeffizient

### 4.2.1 Zusammensetzung der Betone

Die Permeabilitätsmessungen wurden an Proben der Serien A bis W durchgeführt. Die Zusammensetzung dieser Betone geht aus Tabelle 4.2 hervor.

Serie	Zementart	Zement [kg/m <sup>3</sup> ]	FA [kg/m <sup>3</sup> ]	Wasser [l/m <sup>3</sup> ]	w/z+FA	Zuschlag [kg/m <sup>3</sup> ]
A	PZ 35F	360	-	162	0,45	1880
B		300	-	180	0,60	1880
C		270	-	189	0,70	1880
D	PZ 45F	360	-	162	0,45	1880
E		300	-	180	0,60	1880
F	HOZ 35L	360	-	162	0,45	1873
G		300	-	180	0,60	1873
H	PZ 35F+FA(20%)	290	70	151	0,42	1888
I		240	60	165	0,55	1905
K	PZ 35F+FA(28%)	260	100	151	0,42	1881
L		216	84	165	0,55	1898
M	PZ 35F+FA(40%)	216	144	151	0,42	1869
N		180	120	165	0,55	1889
O	EPZ 35F	360	-	162	0,45	1880
P		300	-	180	0,60	1880
P1		300	-	?	>0,60	1880
R	PZ 35F	360	-	162+LP	0,45	1785
S		300	-	180+LP	0,60	1785
T	PZ 45F	360	-	162+LP	0,45	1785
U		300	-	180+LP	0,60	1785
V	PKZ 35F	360	-	162	0,45	1870
W		300	-	180	0,60	1870

FA = Flugasche

Tabelle 4.2: Zusammensetzung der Betone der Serien A bis W

Die Betone wurden mit Portlandzementen PZ 35F und PZ 45F, einem Eisenportlandzement EPZ 35F mit 35% Hüttensandgehalt, einem Hochofenzement HOZ 35L mit 65% Hüttensandgehalt sowie einem Portlandkalksteinzement PKZ 35F mit 18% zugegebenem Kalkstein hergestellt. Als Elektrofilterasche wurde die Steinkohlenflugasche "Safament F III" des Kraftwerkes Fenne III in Völklingen verwendet.

Die Analysenwerte der Zemente sowie der Flugasche können Anlage 2.1 entnommen werden.

Die w/z+FA-Werte der Betone mit 20 % Flugasche wurden so gewählt, daß die Mischungen die gleiche Frischbetonkonsistenz aufwiesen wie die vergleichbaren Betone ohne Flugasche. Für die Betone mit 28 % bzw. 40 % Flugasche

wurden diese w/z+FA-Werte übernommen. Dabei wurde der Zement jeweils im Verhältnis 1:1 durch Flugasche ersetzt.

Als Zuschlag wurden Rheinsand und Rheinkies verwendet. Die verwendete Sieblinie entsprach der Regelsieblinie A/B 32.

#### 4.2.2 Herstellung und Lagerung der Probekörper

Nach zweiminütigem Mischen der Ausgangsstoffe Zement (+Flugasche), Zuschlag und Wasser (+LP-Bildner) wurde der Frischbeton in kreisförmige Gummischalungen ( $\varnothing=150$  mm) der Höhe 40 mm gefüllt und auf einem Tischrüttler verdichtet. Die Gummischalungen sind gleichzeitig die Dichtungsringe für die Permeabilitätsversuche. Die Gummiringe waren während der Herstellung der Betonproben zur seitlichen Stabilisierung mit einem Metallring gleicher Höhe ummantelt. Als Grundplatte wurde ein quadratisches Holzschalungsstück verwendet. Vor dem Aufsetzen des Gummiringes auf die Grundplatte wurde die Unterseite des Gummiringes zur besseren Haftung auf dem Schalholz mit einem Fett bestrichen. Gummiring, Metallring und Grundplatte wurden in eine eigens hierfür vorgesehene Vorrichtung gespannt. Bild 4.1 zeigt die Vorrichtung vor dem Einfüllen des Betons. Nach dem Betonieren wurden die Proben mit feuchten Tüchern und Folie abgedeckt und bei einer Temperatur von 20°C ausgelagert. Einen Tag nach Herstellung der Proben wurden diese von der Grundplatte gelöst.

Die Nachbehandlung der Proben (Betonzylinder + Gummiring) erfolgte unter feuchten Tüchern und Folie bei einer Temperatur von 20°C.

Die untersuchten Nachbehandlungsdauern betragen 1, 3 und 7 Tage, wobei der Tag in der Schalung als Nachbehandlungszeit gerechnet wurde. Im Anschluß an die Nachbehandlung lagerten die Proben im Klimaraum bei 20°C, 65% r.F. bis zu ihrer Prüfung im Alter von 28 bzw. 56 Tagen. Die Gummiringe verhinderten eine Austrocknung in radialer Richtung, so daß die scheibenförmigen Proben nur an ihren Stirnseiten austrocknen konnten.

#### 4.3 Reproduzierbarkeit der Permeabilitätsmessungen

Um festzustellen, inwieweit die Ergebnisse der Permeabilitätsmessungen reproduzierbar sind, wurden 20 Betonmischungen mit einer Zusammensetzung entsprechend der Serie B nach Tabelle 4.1 hergestellt. Von jeder Mischung

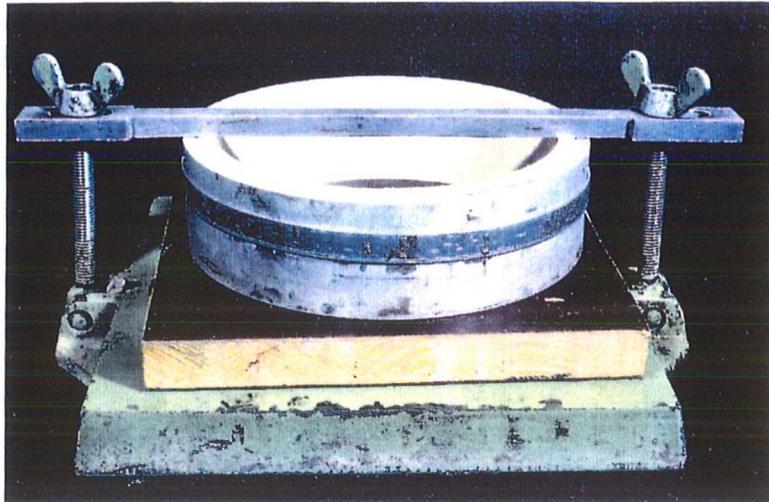


Bild 4.1:     Vorrichtung zum Herstellen von Betonscheiben zur Permeabilitätsmessung (Spannvorrichtung, Grundplatte, Metallring, Gummiring)

wurden je 2 Scheiben hergestellt, von denen die eine Probe einen Tag und die andere Probe 7 Tage nachbehandelt wurde. Im Anschluß daran lagerten die Proben bis zum Prüfalter von 28 Tagen in einem Klimaraum bei 20°C, 65% r.F.

#### 4.4     Wasseraufnahmekoeffizient von Betonoberflächen

##### 4.4.1   Zusammensetzung der Betone

Die kapillare Wasseraufnahme an Betonoberflächen wurde an den Serien A bis I, sowie R und T durchgeführt. Die Zusammensetzung dieser Betone geht aus Tabelle 4.2 hervor.

Für die verwendeten Bindemittel und Zuschläge gelten die Angaben aus Abschnitt 4.2.1.

##### 4.4.2   Herstellung und Lagerung der Probekörper

Nach zweiminütigem Mischen der Ausgangsstoffe Zement (+Flugasche), Zuschlag und Wasser wurde der Frischbeton in Würfelschalungen der Kantenlänge 150 mm gefüllt, mit einem Innenrüttler verdichtet, mit feuchten Tüchern und Folien abgedeckt und bei einer Temperatur von 20°C ausgelagert.

Einen Tag nach der Herstellung wurden die Proben ausgeschalt. Die Nachbehandlung der Betone erfolgte unter feuchten Tüchern und Folie bei einer Temperatur von 20°C. Die untersuchten Nachbehandlungsdauern betragen 1, 3 und 7 Tage, wobei der Tag in der Schalung als Nachbehandlungszeit gerechnet wurde. Im Anschluß an die Nachbehandlung lagerten die Proben im Klimaraum bei 20°C, 65 % r.F. bis zu ihrer Prüfung im Alter von 28 bzw. 56 Tagen.

#### 4.5 Korrosionsversuche

Im Rahmen dieser Untersuchungen wurde der Karbonatisierungsfortschritt, der Frostwiderstand, die Wasseraufnahme, die Wassereindringtiefe und das Eindringen von Chloriden untersucht.

Die Karbonatisierung, die kapillare Wasseraufnahme und das Wassereindringen infolge eines äußeren Druckes lösen im allgemeinen noch keine Schädigung des Betons aus. Da diese Vorgänge jedoch häufig eine Voraussetzung oder ein Teil von tatsächlichen Korrosionsvorgängen sind (s. Abschnitt 2.4), wird ihre Bestimmung in diesem Abschnitt beschrieben.

##### 4.5.1 Karbonatisierung

Als Proben zur Bestimmung des Karbonatisierungsfortschritts dienten bei allen geprüften Serien Würfel der Kantenlänge 150 mm. Sie wurden aus der gleichen Mischung hergestellt wie die Proben zur Permeabilitätsmessung. Die Zusammensetzung der Betone, an denen der Karbonatisierungsfortschritt gemessen wurde, ist aus der Tabelle 4.2 ersichtlich.

Nach Beendigung der Nachbehandlung (1; 3 und 7 Tage in feuchten Tüchern und Folie) lagerten die Proben bis zur Prüfung im Klimaraum bei 20°C, 65% r.F.

Nach dem Spalten der Würfel im Alter von 1 Jahr erfolgte die Ermittlung der Karbonatisierungstiefe durch Besprühen der frischen Betonbruchflächen mit einer 0,1%-igen Phenolphthaleinlösung. Es wurden jeweils die Mittelwerte der Karbonatisierungstiefen von vier Seitenflächen bestimmt.

#### 4.5.2 Frostwiderstand

Die Zusammensetzung der Betone der Serien B und G, an denen Frostversuche durchgeführt wurden, geht aus Tabelle 4.2 hervor. In die Untersuchungen wurden nur Betone einbezogen, die ohne Verwendung von LP-Bildner hergestellt wurden, da von vornherein davon ausgegangen werden konnte, daß der Frostwiderstand von LP-Betonen von den Eigenschaften des Luftporensystems, viel weniger aber von den anderen, hier untersuchten Kennwerten der Dauerhaftigkeit beeinflußt wird.

Als Prüfkörper dienten Würfel der Kantenlänge 100 mm. Sie wurden aus der gleichen Mischung hergestellt wie die Proben zur Permeabilitätsmessung.

Nach Beendigung der Nachbehandlung (1, 3 und 7 Tage in feuchten Tüchern und Folie) lagerten die Proben bis zu einem Alter von 53 Tagen im Klimaraum bei 20°C, 65% r.F.. Daran anschließend wurden sie für die Dauer von 3 Tagen in ein Wasserbad von 20°C getaucht.

Nach dieser Vorbehandlung wurden die Proben folgendem Frost-Tauzyklus ausgesetzt:

- 16 h Lagerung der mit Folie umwickelten Proben im Kälteschrank bei -15°C. Damit war sichergestellt, daß die Proben während des Abkühlvorgangs keine Feuchtigkeit verlieren.
- 8 h Lagerung der Proben im Wasserbad bei 20°C. Während des Auftauvorgangs wurden die Proben aus den Folien herausgenommen.

Die Anzahl der Frost-Tauzyklen betrug bis zu 100. An Wochenenden oder Feiertagen wurden die Proben im Kälteschrank gelagert.

An den Frost-Taubeanspruchten Proben wurde der Gewichtsverlust nach bestimmten Anzahlen von Frost-Tauzyklen ermittelt.

Das hier angewandte Frost-Tauprüfverfahren weicht aus folgenden Gründen von den in Abschnitt 2.5.2 beschriebenen Prüfverfahren ab: Nach Überlegungen von Fagerlund (siehe Abschnitt 2.5.2) zeigen Betonproben erst dann eine Frostschädigung, wenn sie einen kritischen Wassersättigungsgrad erreicht haben. Bei der hier vorgesehenen Lagerung nahmen die Proben während der Frostzyklen kein Wasser auf. Während der Auftauphase stieg dagegen ihr Sättigungsgrad an. Es wurde vermutet, daß die Proben zunächst

keine Schädigung aufweisen würden. Beim ersten Zyklus, zu dem ein kritischer Sättigungsgrad erreicht war, sollte eine sichtbare Schädigung der Proben einsetzen. Die Zeit bzw. die Anzahl der Frost-Tauzyklen, ab der diese Schädigung sichtbar wird, kann dann als Maß für den Frostwiderstand herangezogen werden.

#### 4.5.3 Eindringen von Chloriden

Die Zusammensetzung der Betone der Serien R, S und U, an denen die eingedrungenen Chloridmengen und die Chloridverteilung ermittelt wurden, ist Tabelle 4.2 zu entnehmen. Als Prüfkörper dienten Zylinder mit einem Durchmesser von 100 mm und einer Höhe von 150 mm. Sie wurden aus der gleichen Mischung hergestellt wie die Proben zur Permeabilitätsmessung.

Nach Beendigung der Nachbehandlung (1, 3 und 7 Tage in feuchten Tüchern und Folie) lagerten die Proben bis zu einem Alter von 56 Tagen im Klimaraum bei 20°C, 65% r.F.. Während dieser Zeit waren die Mantelflächen der Zylinder mit Folie abgedeckt, so daß ein Austrocknen nur über die Stirnflächen der Proben möglich war.

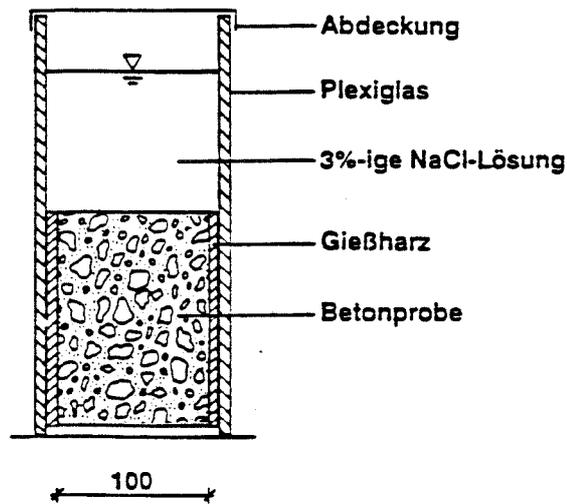
Im Alter von 56 Tagen wurden die Proben in einen Plexiglaszylinder eingegossen und daran anschließend für die Dauer von 56 Tagen mit einer 3%-igen Natriumchloridlösung einseitig beaufschlagt. Bild 4.2 zeigt eine so beanspruchte Probe.

Während der NaCl-Beaufschlagung lagerten die Proben im Klimaraum bei 20°C, 65% r.F.. Die NaCl-Lösung wurde alle 2 bis 3 Wochen erneuert.

Im Alter von 16 Wochen wurde in Tiefen von 0 - 10 mm, 10 - 20 mm, 20 - 30 mm und 30 - 50 mm Bohrmehl aus den Proben entnommen. Dabei verjüngte sich das Bohrloch mit zunehmender Bohrtiefe, so daß bei Entnahme aus tieferen Schichten kein Probenmaterial von den darüberliegenden Schichten hinzukommen konnte.

Der Chloridgehalt des Betons wurde durch potentiometrische Titration gemäß der Richtlinie des DAfStb "Bestimmung des Chloridgehaltes von Beton" [74] bestimmt. Der Aufschluß erfolgte mit einer Salpetersäurelösung.

Durch die gleichzeitige Ermittlung des Mischungsverhältnisses von Zement zu Zuschlag der einzelnen Proben gemäß DIN 52 170, Teil 2 [155] konnte der Chloridgehalt auf das Zementgewicht bezogen und somit der Chloridgehalt verschiedener Schichten miteinander verglichen werden.



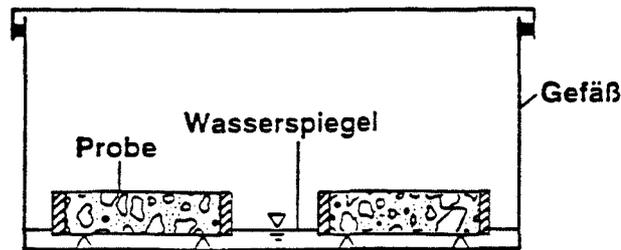
**Bild 4.2:** Betonprobe für die Chloridbeanspruchung

Der in den hier beschriebenen Versuchen vorherrschende Transportmechanismus ist die Wasseraufnahme des Betons durch kapillares Saugen in Verbindung mit einem Huckepacktransport der Chloride (s. Abschnitt 2.4.5). Diese Versuchsanordnung beschreibt wirklichkeitsnah die Frost-Tausalzbeanspruchung von Bauwerken. Für diese ist die Verwendung von Beton mit LP-Bildner vorgeschrieben. Aus diesem Grunde wurden für diese Untersuchungen nur Betone mit künstlichen Luftporen verwendet.

#### 4.5.4 Wasseraufnahme von Betonscheiben

Die Zusammensetzung der Betone der Serien A, B, G, I, R, S und U, an denen die Wasseraufnahme von Betonscheiben durch kapillares Saugen über einen längeren Zeitraum bestimmt wurde, ist aus Tabelle 4.2 ersichtlich. Als Prüfkörper dienten die für die Bestimmung des Permeabilitätskoeffizienten verwendeten Scheiben. Sie hatten den Vorteil, daß sie durch die anhaftenden Gummiringe bereits an ihrer Mantelfläche abgedichtet waren, nur in eine Richtung austrocknen konnten und somit das kapillar aufgenommene Wasser nicht an der Mantelfläche verdunsten konnte.

Die Scheiben wurden direkt nach der Permeabilitätsmessung in einem geschlossenen System gelagert, in dem sie an der Unterseite mit Wasser in Berührung standen. Bild 4.3 zeigt die Versuchseinrichtung.



**Bild 4.3:** Versuchseinrichtung zur Bestimmung der kapillaren Wasseraufnahme von Betonscheiben

Zur Bestimmung der zeitlichen Wasseraufnahme wurden die Proben in bestimmten Abständen aus dem Gefäß genommen, ihre Unterseite mit einem feuchten Schwamm abgewischt und daran anschließend gewogen.

#### 4.5.5 Wassereindringtiefe

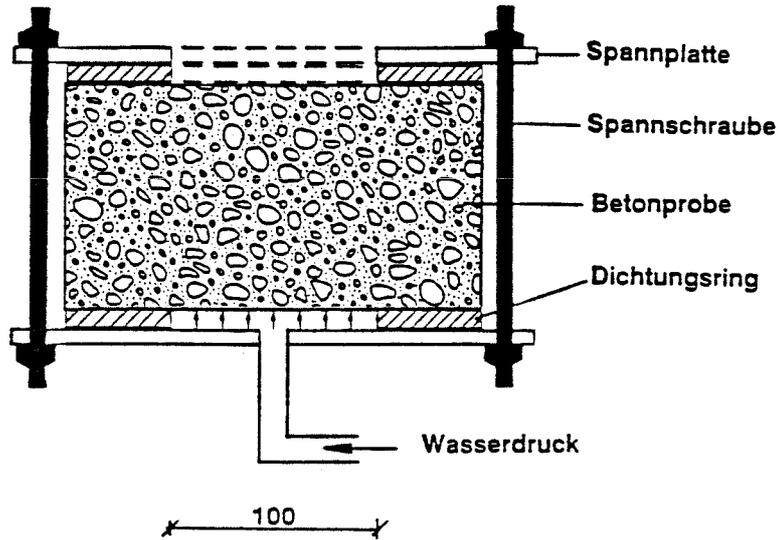
Die Zusammensetzung der Betone der Serien A, B, G und I, an denen die Wassereindringtiefe infolge einer Druckbeaufschlagung mit Wasser ermittelt wurde, ist aus Tabelle 4.2 ersichtlich.

Als Prüfkörper wurden Platten der Abmessung  $200 \times 200 \times 120 \text{ mm}^3$  stehend aus der gleichen Mischung wie die Proben zur Permeabilitätsmessung hergestellt. Nach Beendigung der Nachbehandlung (1, 3 und 7 Tage in feuchten Tüchern und Folie) lagerten die Proben bis zu einem Alter von 56 Tagen im Klimaraum bei  $20^\circ\text{C}$ , 65% r.F..

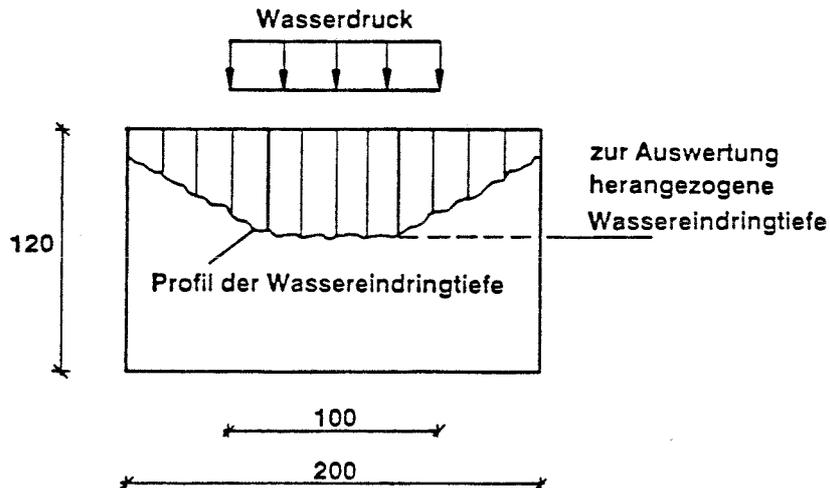
Für die Prüfung wurden die Proben in eine Vorrichtung gespannt, wie sie für die Wasserundurchlässigkeitsprüfung nach DIN 1048 [154] verwendet wird. Danach wurde eine Seite der Probe für die Dauer von 6 Stunden mit einem Wasserdruck von 5 bar beaufschlagt. Eine Versuchsdauer von 6 h hatte sich in Vorversuchen als günstig erwiesen. Hierzu wurde die Seite der Probe, die dem Wasserdruck ausgesetzt war, vorher mit einer Bürste aufgeraut. Bild 4.4 zeigt das Schema der Versuchseinrichtung.

Im Anschluß an die Druckbeaufschlagung wurden die Proben gespalten und das Profil der Wassereindringtiefe über den Querschnitt aufgezeichnet.

Dabei zeigte sich jeweils im mittleren Drittel der Probe eine ungefähr konstant verlaufende Wassereindringtiefe. Zu Korrelationszwecken mit anderen Meßwerten wurde der Mittelwert der Wassereindringtiefe im mittleren Drittel der Probe herangezogen, siehe Bild 4.5.



**Bild 4.4:** Versuchseinrichtung zur Bestimmung der Wassereindringtiefe



**Bild 4.5:** Profil der Wassereindringtiefe über den Querschnitt einer gespaltenen Probe

5. Versuchsergebnisse

5.1 Frischbetoneigenschaften und Druckfestigkeiten

In Tabelle 5.1 sind die Frischbetoneigenschaften sowie die 28-Tage Druckfestigkeiten aller untersuchten Serien, ermittelt an Würfeln der Kantenlänge 150 mm, zusammengestellt. Die Werte der Druckfestigkeiten stellen den Mittelwert aus drei Einzelprüfungen dar.

Serie	Ausbreitmaß [cm]	LP-Gehalt [%]	Druckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ] bei Nachbehandlung von		
			1 Tag	3 Tage	7 Tage
A	37	1,5	-	-	61,2
B	44	1,2	-	-	48,6
C	>60	0,8	-	-	37,6
D	35	1,5	-	-	65,1
E	43	1,1	-	-	57,8
F	36	1,2	-	-	54,5
G	46	1,0	35,3	40,4	44,2
H	37	1,4	-	-	64,9
I	46	1,0	-	-	48,0
K	38,5	1,3	51,6	-	60,0
L	47	0,9	36,9	-	42,9
M	41	1,1	43,0	-	52,7
N	>50	0,7	31,4	33,5	36,7
O	37	1,2	46,7	-	53,1
P	47	1,0	30,5	36,2	39,1
P1	>50	1,0	30,2	-	36,5
R	37	5,8	-	-	46,5
S	45	5,0	-	-	-
T	35	5,1	-	-	58,4
U	45	4,5	-	-	-
V	42,5	1,1	60,4	-	65,5
W	>50	0,7	37,8	-	43,0

Tabelle 5.1: Frischbetoneigenschaften und Druckfestigkeiten  $B_{028}$  der untersuchten Betone

## 5.2 Permeabilitätskoeffizienten

Die Permeabilitätskoeffizienten für die verschiedenen Betone (Serien A bis P, R, T, V und W) sind in den Tabellen 5.2 und 5.3 für unterschiedliche Nachbehandlungsdauern zusammengestellt. In Tabelle 5.2 sind die Permeabilitätskoeffizienten für ein Prüfalter von 28 Tagen, in Tabelle 5.3 die Permeabilitätskoeffizienten für ein Prüfalter von 56 Tagen angegeben.

Die Permeabilitätskoeffizienten in den Tabellen 5.2 und 5.3 stellen jeweils den Mittelwert aus mindestens 3, meist aus 4 Einzelwerten dar.

Bei der Serie P1 (EPZ 35F vorgesehener  $w/z=0,60$ ) stellte sich anhand der Versuchsergebnisse heraus, daß bei der Betonherstellung ganz offensichtlich ein Fehler in der Wasserzugabe erfolgte, so daß der tatsächliche Wasserzementwert größer als 0,60 ist. Dies zeigen das im Vergleich zu anderen Betonen zu hohe Ausbreitmaß (Tabelle 5.1), die zu niedrigen Druckfestigkeiten (Tabelle 5.1) sowie die zu hohen Permeabilitätskoeffizienten (Tabelle 5.2 und 5.3).

Da in der Diskussion der Versuchsergebnisse in Abschnitt 6 jedoch immer nur Zusammenhänge zwischen Permeabilität bzw. Druckfestigkeit und Korrosionswiderständen untersucht werden, hat dieser Fehler in der Wasserzugabe keinen Einfluß auf die Diskussionsergebnisse. Die Serie wurde zu einem späteren Zeitpunkt noch einmal betoniert (Serie P), so daß für die Serie P zwar die Permeabilitätskoeffizienten, aber nicht die Karbonatisierungstiefen angegeben werden können.

Die Variationskoeffizienten der gemessenen Permeabilitätskoeffizienten betragen im Mittel 24%. Betrachtet man den Logarithmus des Permeabilitätskoeffizienten, der auch für eine Korrelation mit anderen Parametern herangezogen wird, so ergibt sich ein mittlerer Variationskoeffizient von 6,5%.

In den Anlagen 3.1 bis 3.8 sind die Permeabilitätskoeffizienten für ein Prüfalter von 56 Tagen logarithmisch über den Nachbehandlungsdauern aufgetragen. Die Punkte ober- und unterhalb eines Mittelwertes stellen die Standardabweichung dar. Für diese Bilder ist jeweils nur ein Parameter der Betonzusammensetzung variiert, alle anderen Parameter wurden konstant gehalten.

Serie	Nachbehandlungsdauer [Tage]					
	1		3		7	
A	372,6	(9)	46,4	(35)	27,1	(4)
B	2638,8	(45)	295,7	(17)	34,9	(19)
C	7206,0	(41)	1727,3	(12)	634,3	(14)
D	57,0	(6)	42,0	(41)	13,7	(7)
E	363,7	(15)	105,4	(37)	36,0	(30)
F	3414,0	(32)	212,9	(39)	12,5	(11)
G	4300,0	(26)	467,0	(31)	50,0	(48)
H	538,0	(25)	73,0	(36)	16,4	(21)
I	5789,3	(15)	1245,2	(5)	233,9	(20)
K	2441,3	(21)	212,7	(33)	47,1	(50)
L	5381,0	(16)	1131,5	(12)	166,5	(5)
M	2742,0	(16)	828,0	(5)	166,0	(9)
N	9756,5	(11)	3085,0	(7)	1242,5	(14)
O	2521,0	(20)	89,0	(49)	30,0	(55)
P	4363,3	(9)	1166,5	(14)	97,0	(24)
P1	11070,8	(4)	1969,0	(12)	250,0	(28)
R	366,4	(34)	97,7	(25)	34,8	(25)
T	70,2	(15)	19,1	(27)	18,4	(32)
V	597,0	(23)	261,0	(58)	99,0	(21)
W	1916,0	(8)	703,0	(36)	174,0	(18)

Tabelle 5.2: Permeabilitätskoeffizient  $K_{28} \cdot 10^{10}$  [m<sup>2</sup>/s] der untersuchten Betone; Prüfalter 28 Tage (in Klammern sind die Variationskoeffizienten in % angegeben)

Serie	Nachbehandlungsdauer [Tage]					
	1		3		7	
A	556,0	(9)	91,1	(45)	50,3	(15)
B	3300,0	(40)	554,0	(10)	110,8	(17)
C	9606,0	(48)	2288,0	(12)	975,0	(3)
D	132,6	(10)	112,3	(36)	35,6	(21)
E	770,3	(9)	238,8	(30)	144,1	(10)
F	2676,1	(13)	337,7	(35)	38,6	(15)
G	6487,0	(46)	689,5	(40)	178,0	(32)
H	746,2	(25)	125,5	(29)	38,5	(12)
I	6439,9	(16)	1802,0	(11)	465,9	(22)
K	2679,7	(16)	332,1	(44)	100,2	(55)
L	6790,0	(22)	1900,0	(35)	320,0	(8)
M	2602,5	(6)	1040,0	(17)	279,0	(8)
N	10380,0	(34)	3324,0	(15)	1465,0	(10)
O	3484,3	(34)	163,9	(52)	14,7	(45)
P	4800,1	(11)	1492,5	(17)	176,4	(30)
P1	14305,0	(15)	2783,8	(7)	678,3	(45)
R	537,0	(37)	200,1	(22)	57,6	(32)
T	164,4	(16)	48,0	(27)	54,0	(35)
V	749,8	(23)	331,8	(51)	172,8	(31)
W	2533,2	(8)	917,8	(43)	282,7	(18)

Tabelle 5.3: Permeabilitätskoeffizient  $K_{56} \cdot 10^{10}$  [m<sup>2</sup>/s] der untersuchten Betone; Prüfalter 56 Tage (in Klammern sind die Variationskoeffizienten in % angegeben)

Die Bilder A 3.1 bis A 3.5 der Anlagen 3.1 bis 3.3 zeigen den Einfluß des Wasserzementwertes. Man erkennt, daß Betone mit einem höheren w/z-Wert auch stets den höheren Permeabilitätskoeffizienten besitzen. Dieser Einfluß wird verstärkt, wenn Teile des Zements durch Flugasche ersetzt werden (Bilder A 3.6 bis A 3.8 in den Anlagen 3.3 und 3.4).

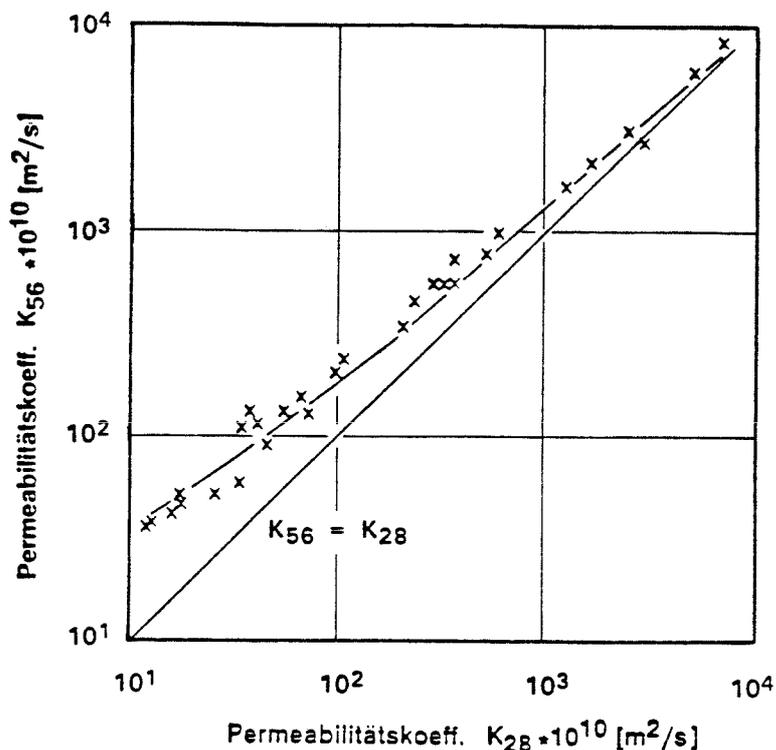
Der Einfluß der Zementart ist aus den Anlagen 3.5 und 3.6 zu ersehen. Es zeigt sich, daß Betone aus Zementen mit Zumahl- oder Zusatzstoffen (Hütensand, Flugasche) im allgemeinen nachbehandlungsempfindlicher sind als reine Portlandzementbetone. Mit zunehmender Nachbehandlungsdauer werden die Unterschiede in den Permeabilitätskoeffizienten jedoch immer kleiner, um dann ganz zu verschwinden, oder sich sogar umzudrehen. Dies ist auf die Ausbildung einer dichteren Struktur der Betone aus Zementen mit Hütensand oder Flugasche als Zumahl- bzw. Zusatzstoffe bei ausreichender Hydratation im Vergleich zu Betonen aus Portlandzement zurückzuführen [9].

Vergleicht man die Betone aus PKZ 35F mit denen aus einem PZ 35F, so besitzt der PKZ-Beton bei gleichem w/z-Wert höhere Permeabilitätswerte als der reine PZ-Beton (Anlage 3.6). Betrachtet man jedoch die Ausbreitmaße der Betone in Tabelle 5.1, so fällt auf, daß bei Verwendung eines PKZ zur Erzielung gleicher Verarbeitbarkeit deutlich Wasser eingespart werden kann, und daher Betone mit diesem Zement, bei Betrachtung gleicher Konsistenz, nicht durchlässiger sein müssen als Betone aus reinem Portlandzement. Zur Erzielung genauerer Aussagen müßten jedoch Betone mit PZ und PKZ gleicher Konsistenz hergestellt und deren Permeabilitätswerte miteinander verglichen werden.

Aus Anlage 3.8 geht der Einfluß der Zugabe eines LP-Bildners hervor. Ein signifikanter Einfluß auf den Permeabilitätskoeffizienten konnte nicht nachgewiesen werden.

Diese Ergebnisse zeigen, daß der mit dem in Abschnitt 3.1 vorgestellten Meßverfahren ermittelte Permeabilitätskoeffizient das bekannte Verhalten von Beton bezüglich des Einflusses der Nachbehandlungsdauer sowie der Betonzusammensetzung bestätigt.

Den Zusammenhang zwischen dem Permeabilitätskoeffizienten bei einem Prüfalter von 28 und 56 Tagen zeigt Bild 5.1.



**Bild 5.1:** Zusammenhang zwischen den Permeabilitätskoeffizienten bei einem Prüfalter von 28 und 56 Tagen

Dabei fällt auf, daß gilt:  $K_{56} > K_{28}$ . Bild 5.1 zeigt ferner, daß der Unterschied zwischen  $K_{56}$  und  $K_{28}$  mit zunehmender Durchlässigkeit der Betone abnimmt. Dies belegt die kleiner werdende Abweichung der Wertepaare von der Gerade  $K_{56} = K_{28}$  für steigende Werte von  $K$ . Ursache hierfür ist, daß sehr durchlässige Betone rasch austrocknen und sich somit schneller eine Ausgleichsfeuchte mit der Umgebung einstellt als bei dichten Betonen. Der Unterschied zwischen  $K_{28}$  und  $K_{56}$  ist daher nicht auf eine unterschiedliche Struktur der Proben im Alter von 28 und 56 Tagen zurückzuführen, sondern auf Unterschiede im Feuchtegehalt (siehe Abschnitt 3.1.1).

Mit Ausnahme der Untersuchungen über den Karbonatisierungsfortschritt wurden für die Korrosionsversuche zusätzliche Serien hergestellt und dazu der Permeabilitätskoeffizient erneut an Scheiben ermittelt. Daher stimmen die zur Korrelation mit den Korrosionswiderständen herangezogenen Permeabilitätskoeffizienten nicht notwendigerweise mit den in Tabelle 5.2 und

5.3 angegebenen Permeabilitätskoeffizienten überein. Die Werte der Permeabilitätskoeffizienten der Betone für die Korrosionsversuche sind in Tabelle 5.4 angegeben.

Serie	Nachbehandlungsdauer		
	1 Tag	3 Tage	7 Tage
A	605,5	73,9	37,6
B	3260,0	580,1	202,7
G	9968,0	228,0	26,8
I	6463,0	1145,0	361,3
R	650,0	187,1	45,2
S	1721,0	362,7	130,6
U	1452,0	784,4	371,9

Tabelle 5.4: Permeabilitätskoeffizienten  $K_{56} \cdot 10^{10}$  [ $m^2/s$ ] der Betone der Korrosionsversuche; Prüfalter 56 Tage

### 5.3 Reproduzierbarkeit der Permeabilitätsmessungen

In Tabelle 5.5 sind für die einzelnen Mischungen die Permeabilitätskoeffizienten sowie die dazugehörigen statistischen Werte der 1 bzw. 7 Tage nachbehandelten Betone zusammengestellt.

Es zeigt sich, daß sich die Variationskoeffizienten für beide Nachbehandlungsdauern mit 28,0% bzw. 24,8% nur wenig unterscheiden.

Bedenkt man, daß für diese Versuche der denkbar ungünstigste Fall, zwanzig Proben aus verschiedenen Mischungen, Anwendung fand, und daß die erzielbare Bandbreite des Permeabilitätskoeffizienten mehrere Zehnerpotenzen beträgt, so sind die erhaltenen Variationskoeffizienten gering.

Eine Diskussion der in Tabelle 5.5 wiedergegebenen sowie eine Abschätzung der für ein repräsentatives Ergebnis erforderlichen Anzahl von Messungen erfolgt in Abschnitt 6.3.

Mischungs-Nr.	Nachbehandlungsdauer [Tage]	
	1	7
1	324,7	15,0
2	383,3	12,0
3	345,0	9,7
4	340,7	7,6
5	345,0	10,2
6	191,7	7,9
7	441,6	10,5
8	340,7	9,3
9	408,9	9,2
10	423,0	7,5
11	172,5	10,6
12	383,3	14,1
13	190,3	-
14	204,4	9,8
15	184,0	7,0
16	408,9	10,4
17	334,5	5,5
18	278,8	7,3
19	276,0	9,7
20	423,0	12,5
Mittelwert	320,0	9,78
Standardabweichung	89,7	2,43
Variationskoeffizient [%]	28,0	24,8

Tabelle 5.5: Permeabilitätskoeffizient  $K_{28} \cdot 10^{10}$  [ $m^2/s$ ], sowie zugehörige statistische Werte von zwanzig Betonmischungen gleicher Zusammensetzung

#### 5.4 Wasseraufnahmekoeffizienten von Betonoberflächen

Die Wasseraufnahmekoeffizienten  $M_w$  der verschiedenen Betone (Serie A bis I sowie R und T) als Mittel von mindestens 3 Einzelmessungen sind in den Tabellen 5.6 und 5.7 für unterschiedliche Nachbehandlungsdauern dargestellt. Während die Werte in Tabelle 5.6 für ein Prüfalalter von 28 Tagen gelten, sind in Tabelle 5.7 die Werte für das Prüfalalter von 56 Tagen angegeben.

In den Anlagen 4.1 bis 4.5 sind die Werte  $M_{w56}$  logarithmisch über der Nachbehandlungsdauer aufgetragen. Die Punkte ober- und unterhalb eines Mittelwertes stellen die Standardabweichung dar. Dabei ist in den Bildern der Anlagen 4.1 bis 4.5 jeweils nur ein Parameter der Betonzusammensetzung variiert, während alle anderen Parameter konstant gehalten wurden.

Die Anlagen 4.1 und 4.2 zeigen den Einfluß des w/z-Wertes. Es zeigt sich, daß die Betone mit dem höheren w/z-Wert auch stets höhere Werte  $M_{w56}$  besitzen.

Der Einfluß der Zementart ist aus Anlage 4.3 zu ersehen. Für einen w/z-Wert von 0,60 (Bild A 4.6) ist ein deutlicher Unterschied der Werte  $M_{w56}$  der einzelnen Betone aus PZ 45F; PZ 35F und HOZ 35L zu erkennen, während für einen w/z-Wert von 0,45 (Bild A 4.5) kein signifikanter Unterschied zwischen den Betonen aus PZ 35F und PZ 45F festzustellen ist.

In den Bildern der Anlage 4.4 sind die Wasseraufnahmekoeffizienten der unter Zugabe von Flugasche hergestellten Betonen den Vergleichsbetonen ohne Flugasche gegenübergestellt. Für den höheren w/z+FA-Wert (Bild A 4.8) weist der Beton mit Flugasche bei längerer Nachbehandlungsdauer höhere Wasseraufnahmekoeffizienten auf, als der Beton ohne Flugasche. Für den niedrigeren w/z+FA-Wert (Bild A 4.7) scheint der Einfluß der Flugasche auf den Wasseraufnahmekoeffizienten vernachlässigbar.

In Anlage 4.5 sind die Wasseraufnahmekoeffizienten der unter Zugabe von LP-Bildnern hergestellten Betone den Vergleichsbetonen ohne LP-Bildner

Serie	Nachbehandlungsdauer [Tage]		
	1	3	7
A	96,0 (25)	61,3 (22)	40,0 (0)
B	269,3 (9)	212,0 (28)	88,0 (18)
C	469,7 (11)	245,3 (9)	180,0 (17)
D	90,7 (4)	53,3 (7)	44,0 (7)
E	126,7 (10)	104,0 (6)	76,0 (16)
F	264,0 (4)	130,7 (15)	50,7 (7)
G	552,0 (5)	230,5 (11)	108,0 (11)
H	144,0 (8)	100,0 (3)	53,3 (7)
I	304,0 (15)	202,7 (12)	144,7 (16)
R	162,7 (12)	82,7 (5)	69,3 (5)
T	70,0 (14)	50,0 (12)	42,0 (5)

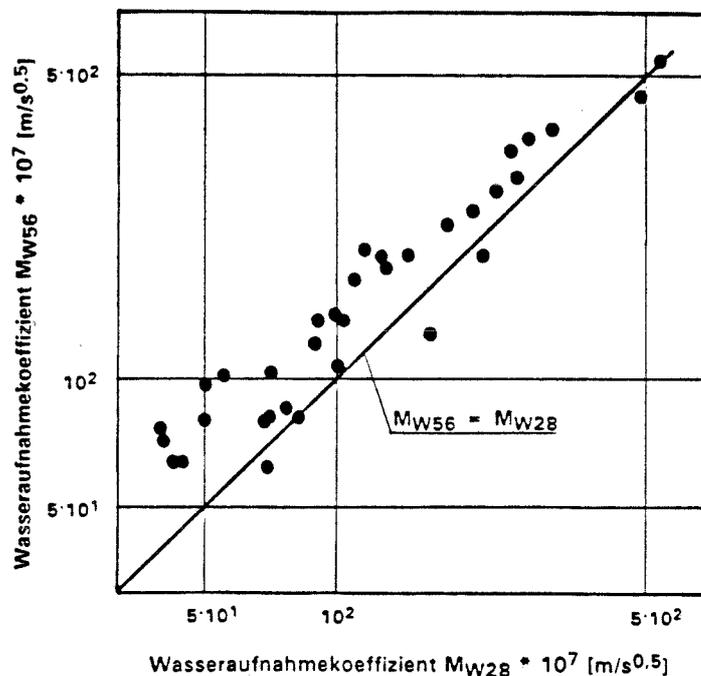
Tabelle 5.6 Wasseraufnahmekoeffizienten  $M_{w28} \cdot 10^7$  [ $m/s^{0,5}$ ] der untersuchten Betone; Prüfalter 28 Tage; Die Werte in Klammern sind die Variationskoeffizienten in %

Serie	Nachbehandlungsdauer [Tage]		
	1	3	7
A	142,8 ( 9)	81,9 ( 6)	75,6 ( 9)
B	350,7 (30)	191,9 (12)	123,9 (16)
C	464,1 (29)	342,3 (29)	228,9 ( 9)
D	138,7 ( 6)	102,7 (13)	64,0 (25)
E	189,3 ( 4)	138,7 (11)	85,3 ( 9)
F	291,9 (17)	182,7 ( 0)	96,6 (23)
G	600,2 (10)	278,3 (11)	167,6 ( 5)
H	189,3 ( 5)	106,7 (20)	80,0 ( 8)
I	378,7 (14)	245,3 ( 8)	200,0 ( 9)
R	125,3 ( 8)	84,0 (10)	62,0 (16)
T	104,0 ( 8)	80,0 (10)	72,0 (11)

Tabelle 5.7: Wasseraufnahmekoeffizienten  $M_{w56} \cdot 10^7$  [ $m/s^{0,5}$ ] der untersuchten Betone; Prüfalter 56 Tage; Die Werte in Klammern sind die Variationskoeffizienten in %

gegenübergestellt. Bei beiden Betonen (PZ 35F und PZ 45F) zeigt sich, daß das Einbringen eines künstlichen LP-Systems keinen Einfluß auf die Wasseraufnahme des Betons hat.

Die in den Anlagen 4.1 bis 4.5 aufgetragenen Wasseraufnahmekoeffizienten sind in einem Prüfalter von 56 Tagen ermittelt. Aus versuchstechnischen Gründen mußten Proben der Serie G (vgl. Tab. 4.2) an 2 Terminen hergestellt werden. Dies betrifft die Korrelation des Wasseraufnahmekoeffizienten  $M_{w56}$  der Serie G mit den Kennwerten der kapillaren Wasseraufnahme ( $w_1$ ), der Frost-Taubeanspruchung ( $w_{60}$ ) und die Wassereindringtiefe ( $e$ ). Den Zusammenhang zwischen dem Wasseraufnahmekoeffizienten bei einem Prüfalter von 28 Tagen und von 56 Tagen zeigt Bild 5.2.



**Bild 5.2:** Zusammenhang zwischen den Wasseraufnahmekoeffizienten bei einem Prüfalter von 28 und 56 Tagen

Wie schon bei den Permeabilitätskoeffizienten nach Bild 5.1 ist der Wasseraufnahmekoeffizient  $M_{w56} > M_{w28}$ , wobei der Unterschied mit zunehmender Durchlässigkeit der Betone abnimmt. Die Gründe hierfür entsprechen jenen für den Unterschied zwischen  $K_{28}$  und  $K_{56}$  (siehe Abschnitt 5.2).

## 5.5 Korrosionsversuche

### 5.5.1 Karbonatisierung

In Tabelle 5.8 sind die mittleren Karbonatisierungstiefen der einzelnen Betone für verschiedene Nachbehandlungsdauern im Alter von einem Jahr zusammengestellt. Für alle Betone nehmen die Karbonatisierungstiefen mit zunehmender Nachbehandlungsdauer ab.

Serie	Nachbehandlungsdauer [Tage]		
	1	3	7
A	4,0	2,25	2,0
B	6,5	5,0	3,0
C	9,0	6,75	5,4
D	2,7	2,0	1,0
E	4,7	3,7	2,5
F	11,0	7,0	4,0
G	14,5	10,0	6,0
H	4,3	3,0	2,0
I	8,0	6,0	4,7
K	6,5	4,5	3,5
L	10,0	7,0	5,0
M	8,5	6,5	4,5
N	12,0	9,5	7,0
O	6,5	3,5	2,0
P1	10,5	8,0	5,0
R	5,0	3,5	2,75
S	-	-	-
T	3,0	2,0	1,0
U	-	-	-
V	5,0	3,7	2,0
W	7,0	6,0	4,3

Tabelle 5.8: Karbonatisierungstiefen [mm] der untersuchten Betone nach 1 Jahr (Lagerung im Klimaraum 20°C, 65% r.F.)

### 5.5.2 Frostwiderstand von Beton ohne LP-Bildner

Der Verlauf der Abwitterung der Betone während einer Frost-Taubeanspruchung ist in Anlage 5.1 aufgetragen. Die Werte stellen das Mittel der Messungen an drei Proben dar. Die Diagramme der Anlage 5.1 zeigen deutlich, daß für beide verwendete Zementarten die Schädigung mit zunehmender Nachbehandlungsdauer und damit auch Dichtheit der Betone abnimmt.

Für die Betone aus Portlandzement kann für die ein und drei Tage nachbehandelten Proben zwar ein kritischer Zeitpunkt  $t_{kr}$  angegeben werden, zu dem ein deutlicher Anstieg des Gewichtsverlustes auftritt. Da  $t_{kr}$  jedoch für eine Nachbehandlungsdauer von 1 und von 3 Tagen etwa gleich groß ist, obwohl die Abwitterungen im weiteren Verlauf des Versuches deutlich unterschiedlich sind, kann  $t_{kr}$  nicht alleine als Kriterium für den Frostwiderstand herangezogen werden (Bild A 5.1). Für die Betone aus Hochofenzement kann aufgrund eines progressiven Abwitterungsverlaufes kein  $t_{kr}$  angegeben werden. Für den einen Tag nachbehandelten Beton aus HOZ war eine kritische Wassersättigung bereits zu Beginn der Frost-Taubeanspruchung erreicht, was durch die schon nach den ersten Frost-Taubyklen einsetzende Abwitterung belegt wird (Bild A 5.2).

Als Kennwert des Frostwiderstandes, welcher für eine Korrelation mit den Permeabilitätskoeffizienten herangezogen werden kann, wurde daher der Gewichtsverlust  $w_{60}$  nach 60 Frost-Tauechseln gewählt. In Tabelle 5.9 sind diese Werte angegeben.

Serie	Nachbehandlungsdauer	$w_{60}$ [g]
B	1 Tag	42
	3 Tage	15
	7 Tage	-5
G	1 Tag	130
	3 Tage	25
	7 Tage	5

Tabelle 5.9: Abwitterung nach 60 Frost-Taubyklen  $w_{60}$  [g]

### 5.5.3 Chlorideindringen

Die Chloridverteilung der untersuchten Betone nach einer Auslagerungsdauer von 16 Wochen ist in den Anlagen 6.1 und 6.2 dargestellt. Dabei wurde der Chloridgehalt jeweils auf das Zementgewicht bezogen.

Es fällt auf, daß die Chloridgehalte in der äußersten Schicht der einzelnen Serien unabhängig von der Dauer der Nachbehandlung ungefähr konstant sind. Dies ändert sich in tieferen Schichten. Dort nimmt der Chloridgehalt mit steigender Nachbehandlungsdauer ab. Diese Beobachtung machte auch schon Marusin [157], ohne jedoch eine Erklärung dafür geben zu können. Bei Untersuchungen von Rehm et al. [47] zeigte sich eine Beeinflussung des Chloridgehalts der äußersten Schichten nur durch den w/z-Wert, nicht jedoch durch die Zementart. Der Einfluß der Zementart wurde erst in Schichten tiefer als 10 mm deutlich.

In Tabelle 5.10 ist für jeden der untersuchten Betone die Tiefe angegeben, bei der Chloridgehalte von 0,4% und 1,0% erreicht wurden.

Anhand dieser Werte wurden relative effektive Diffusionskoeffizienten gemäß Gleichung 2.9 nach Abschnitt 2.7.1.3 ermittelt und ebenfalls in Tabelle 5.10 angegeben. Dabei wurde der Wert des Betons mit der größten Eindringtiefe zu  $D/D_{0,relativ} = 100\%$  gesetzt. Dabei ist jedoch zu bedenken, daß bei der gewählten Versuchsanordnung das Eindringen der Chloridionen keinem reinen Diffusionsprozess folgt, wie er durch Gl. 2.9 beschrieben wird. Durch die kapillare Wasseraufnahme tritt parallel zur Diffusion ein Huckepacktransport auf, der allerdings nicht in allgemein gültiger und einfacher Form analytisch beschrieben werden kann.

Für eine Korrelation von Kennwerten der Chloridverteilung der untersuchten Betone R, S und U mit denen der Permeabilität gelten die Werte der Permeabilitätskoeffizienten aus Tabelle 5.4.

Serie	Nachbehand- lungsdauer	Betontiefe [mm]		D/D <sub>0</sub> [%]	
		Cl=0,4%	Cl=1,0%	Cl=0,4%	Cl=1,0%
R	1 Tag	30	20	56	39
	3 Tage	30	21	56	43
	7 Tage	23	18	33	32
S	1 Tag	40	32	100	100
	3 Tage	25	21	39	43
	7 Tage	22	18	30	32
U	1 Tag	35	27	76	71
	3 Tage	28	23	49	52
	7 Tage	26	21	42	43

Tabelle 5.10: Betontiefen, bei denen ein Chloridgehalt von 0,4% bzw. 1,0%, bezogen auf das Zementgewicht, vorliegt, sowie zugehörige relative Diffusionskoeffizienten D/D<sub>0</sub> in %

#### 5.5.4 Wasseraufnahme von Betonscheiben

Die zeitlichen Verläufe der kapillaren Wasseraufnahme an Betonscheiben sind für die untersuchten Betone in den Anlagen 7.1 bis 7.4 dargestellt. Dabei wurde für die Zeitachse ein  $\sqrt{t}$ -Maßstab gewählt. Die einzelnen Punkte sind Mittelwerte der absoluten kapillaren Wasseraufnahme von drei Proben, aufgetragen in [g].

Dabei ist  $\bar{w} = w \cdot A \cdot \sqrt{t}$

$$\bar{w}_1 = w_1 \cdot A \cdot \sqrt{t_1} = w_1 \cdot A \cdot 1$$

mit A = Querschnittsfläche der Probe [m<sup>2</sup>], t<sub>1</sub> = 1 h.

Man erkennt, daß die Wasseraufnahme bei sehr durchlässigen Proben, d.h. kurze Nachbehandlungsdauer, anfänglich nahezu linear mit  $\sqrt{t}$  ansteigt. Erreicht die Wasserfront die Oberseite der Probe, so ergibt sich ein Knick in der Wasseraufnahmekurve entsprechend Bild 2.30 in Abschnitt 2.7.3.1.

Für länger nachbehandelte und somit dichtere Betone folgt die Wasseraufnahme nicht mehr dem  $\sqrt{t}$ -Gesetz, was durch ein Abflachen der Kurven in

den Anlagen 7.1 bis 7.4 gekennzeichnet ist. Auch reichte der hier untersuchte Zeitraum bis zu maximal 600 h bei diesen Proben nicht aus, um eine Steighöhe des Wassers in der Größenordnung der Probendicke zu erreichen.

In den Anlagen 8.1 bis 8.4 ist die kapillare Wasseraufnahme  $\bar{w}$  in [g] über der Zeit im logarithmischen Maßstab gemäß Gleichung 2.25b aufgetragen. Die Meßwerte bilden, so aufgetragen, eine Gerade.

In Tabelle 5.11 sind die Achsenabschnitte  $\log \bar{w}_1$  sowie die Steigungen n der Geraden aus den Anlagen 8.1 bis 8.4 zusammengestellt.

Ein Vergleich des Verhaltens der Betone aus verschiedenen Bindemitteln in Tabelle 5.11 zeigt, daß die Betone mit Hochofenzement HOZ 35L bei kleineren Werten von n im Vergleich zu den anderen Zementen gleichzeitig höhere Werte von  $\log \bar{w}_1$  aufweisen.

Serie	Beton	NB [d]	$\log \bar{w}_1$ [g]	n
A	PZ 35F w/z=0,45	1	1,02	0,33
		3	0,82	0,27
		7	0,66	0,27
B	PZ 35F w/z=0,60	1	1,20	0,45
		3	0,87	0,33
		7	0,68	0,32
G	HOZ 35L w/z=0,60	1	1,45	0,35
		3	1,03	0,16
		7	0,79	0,16
I	PZ 35F+FA w/z+FA=0,55	1	1,30	0,49
		3	1,15	0,36
		7	0,92	0,31
R	PZ 35F w/z=0,45+LP	1	0,90	0,33
		3	0,75	0,30
		7	0,70	0,28
S	PZ 35F w/z=0,60+LP	1	1,07	0,40
		3	0,88	0,33
		7	0,70	0,30
U	PZ 45F w/z=0,60+LP	1	1,03	0,37
		3	0,81	0,33
		7	0,78	0,29

NB = Nachbehandlungsdauer [Tage]

Tabelle 5.11: Kennwerte der kapillaren Wasseraufnahme

### 5.5.5 Wassereindringtiefe

Die Werte der Wassereindringtiefe der untersuchten Betone sind in Tabelle 5.12 zusammengestellt. Dabei ist jeder Wert das Mittel aus drei Einzelwerten.

Für alle Betone nehmen die Wassereindringtiefen mit zunehmender Nachbehandlungsdauer ab. Für eine Korrelation von Kennwerten der Wassereindringtiefe der untersuchten Betone A, B, G und I mit der Permeabilität der Betonscheiben gelten die Werte der Permeabilitätskoeffizienten aus Tabelle 5.4.

Serie	Nachbehandlungsdauer		
	1 Tag	3 Tage	7 Tage
A	35	13	10
B	67	32	15
G	55	12	8
I	86	49	12

Tabelle 5.12: Wassereindringtiefe [mm] der untersuchten Betone

## 6. Diskussion der Versuchsergebnisse

### 6.1 Zusammenhang zwischen Permeabilitätskoeffizient und Wasseraufnahmekoeffizient

In Bild 6.1 ist der Zusammenhang zwischen dem Permeabilitätskoeffizienten  $K_{56}$  und dem Wasseraufnahmekoeffizienten  $M_{w56}$  im doppelt logarithmischen Maßstab dargestellt. Demnach besteht ein eindeutiger linearer Zusammenhang zwischen  $\log K_{56}$  und  $\log M_{w56}$ . Diese Beziehung ist aber von der Zementart abhängig, so daß zwischen den Betonen aus Portlandzementen und aus Portlandzement mit einem Flugascheanteil bis zu 20% einerseits und den Betonen aus Hochofenzement HOZ 35L andererseits unterschieden werden muß. Für einen gegebenen Permeabilitätskoeffizienten ist die Wasseraufnahme der Hochofenzementbetone höher als jene der Portlandzementbetone. Innerhalb der Betone aus Portlandzement ist auch ein Einfluß des Gehalts an künstlichen Luftporen wahrscheinlich. Die Luftporenbetone, insbesondere aus PZ 45F weisen für einen gegebenen Permeabilitätskoeffizienten niedrigere Wasseraufnahmekoeffizienten auf als die Betone ohne künstliche Luftporen. Allerdings reichen die Versuchsergebnisse wegen ihrer geringen Zahl noch nicht aus, um die Signifikanz des Einflusses von LP-Bildnern nachzuweisen. Der Korrelationskoeffizient zwischen  $\log M_{w56}$  und  $\log K_{56}$  für Portlandzementbetone unter Einbezug der luftporenhaltigen Betone beträgt 0,97. Der gleiche Wert ergibt sich für die Betone aus Hochofenzement HOZ 35L.

Für die erzielten Ergebnisse gibt es mehrere Deutungsmöglichkeiten: Die Permeabilitätskoeffizienten wurden an Scheiben mit einer Dicke von 40 mm bestimmt. Bei einem Prüfalter von 56 Tagen ist die Karbonatisierungstiefe dieser Scheiben noch gering, so daß die Permeabilitätskoeffizienten durch die Karbonatisierung der Randzonen nur wenig beeinflußt werden. Bei der Bestimmung des Wasseraufnahmekoeffizienten geht die Struktur der karbonatisierten Randzonen wegen der gewählten kurzen Versuchsdauer dagegen in höherem Maße ein. Da nach [9] die Karbonatisierung bei Hochofenzementbetonen zu einer Vergrößerung bei Portlandzementbetonen aber zu einer Verdichtung der Porenstruktur führt, ist der Wasseraufnahmekoeffizient der Hochofenzementbetone für einen gegebenen Permeabilitätskoeffizienten größer als bei Portlandzementbetonen. Die Gültigkeit dieser Hypothese sollte durch Bestimmung der Permeabilitäts- und Wasseraufnahmekoeffizien-

ten an Proben überprüft werden, die in  $\text{CO}_2$ -freier Luft vorgelagert wurden.

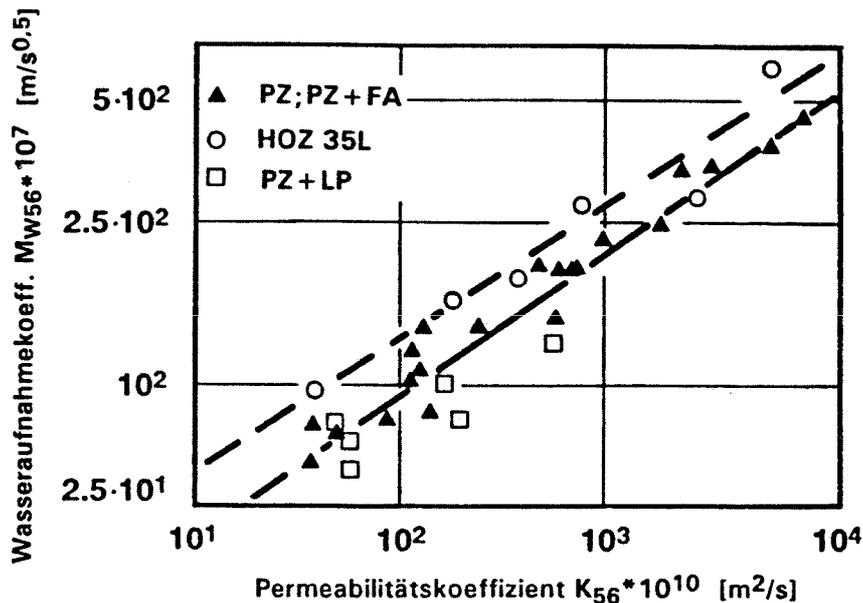
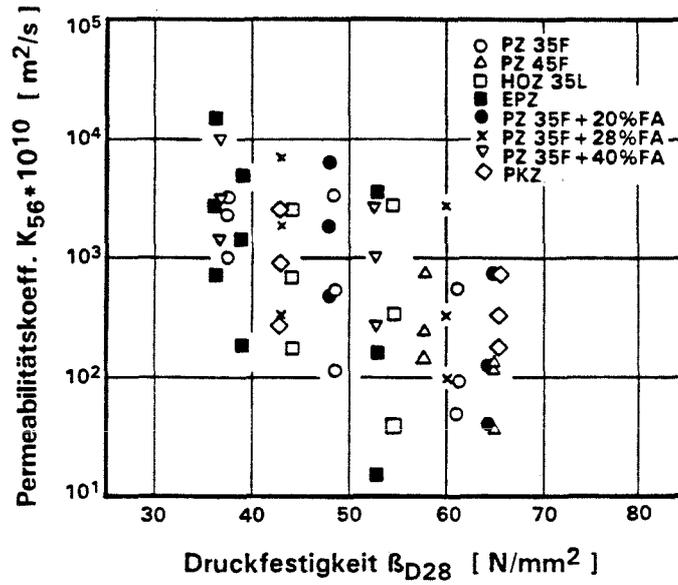


Bild 6.1: Zusammenhang zwischen Permeabilitätskoeffizienten und Wasseraufnahmekoeffizienten, Prüfalter: 56 Tage

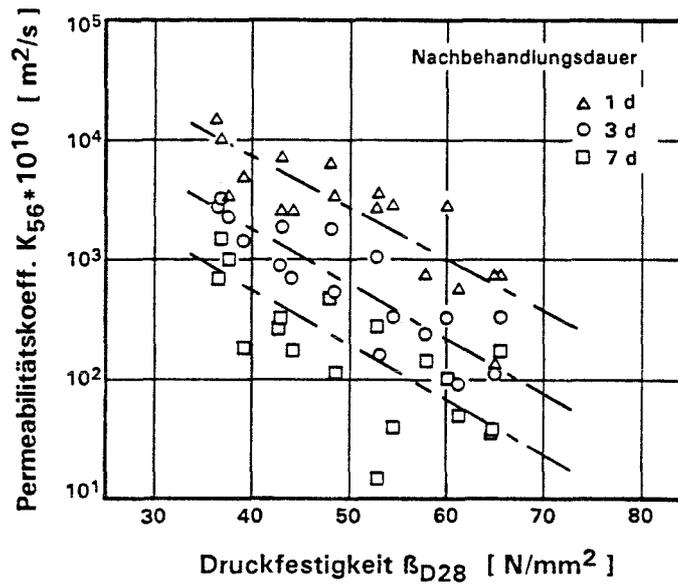
Der Unterschied im Wasseraufnahmeverhalten von Betonen mit und ohne LP-Bildner kann auf Unterschiede in den Transportmechanismen Permeation von Luft und Absorption von Wasser zurückgeführt werden: Die künstlichen Luftporen verlangsamen die kapillare Wasseraufnahme, da die Kapillaren des Zementsteines durch die wesentlich größeren Luftporen unterbrochen werden. Sie haben dagegen keinen oder einen gegenläufigen Einfluß auf die Permeation von Luft. Siehe dazu auch Abschnitt 6.4.2.

## 6.2 Zusammenhang zwischen Permeabilitätskoeffizient und Druckfestigkeit

In Bild 6.2a sind die Druckfestigkeiten  $\beta_{D28}$  aus Tabelle 5.1 (Lagerung nach DIN 1048) aller Serien über den zugehörigen Permeabilitätskoeffizienten, Prüfalter 56 Tage, aus Tabelle 5.3 aufgetragen. Dabei wurde zwischen einzelnen Bindemittelarten, nicht jedoch zwischen einzelnen w/z-Werten und Nachbehandlungsdauern unterschieden.



**Bild 6.2a:** Zusammenhang zwischen den Permeabilitätskoeffizienten  $K_{56}$  von Betonen mit einer Nachbehandlung von 1,3 oder 7 Tagen und der Betondruckfestigkeit  $\beta_{D28}$ .



**Bild 6.2b:** Zusammenhang zwischen den Permeabilitätskoeffizienten  $K_{56}$  von Betonen mit einer Nachbehandlungsdauer von 1, 3 oder 7 Tagen und der Betondruckfestigkeit  $\beta_{D28}$ , Differenzierung nach der Nachbehandlungsdauer

Bild 6.2a zeigt zwar tendentiell einen Zusammenhang zwischen  $K_{56}$  und  $\beta_{D28}$  dahingehend, daß mit zunehmender Druckfestigkeit der Permeabilitätskoeffizient abfällt. Diese Abhängigkeit ist jedoch so großen Streuungen unterworfen, daß kein eindeutiger funktionaler Zusammenhang zwischen beiden Kenngrößen gegeben werden kann.

Zum Vergleich wird in Bild 6.2b zwischen Betonen, die verschieden lange nachbehandelt wurden, differenziert. Für eine gegebene Nachbehandlungsdauer wird das Streuband im Vergleich zu Bild 6.2a deutlich enger, für einen gegebenen Wert von  $\beta_{D28}$  und einer gegebenen Nachbehandlungsdauer kann der Permeabilitätskoeffizient  $K_{56}$ , insbesondere bei 7-tägiger Nachbehandlung, aber immer noch um etwa eine Größenordnung unterschiedlich sein.

### 6.3 Reproduzierbarkeit der Permeabilitätsmessungen

Die in den Abschnitten 4.3 und 5.3 vorgestellten Versuche dienen der Abschätzung des Stichprobenumfangs, der zur Erzielung aussagefähiger Ergebnisse bei der Bestimmung des Permeabilitätskoeffizienten erforderlich ist.

Zur Abschätzung des Stichprobenumfangs  $n_{\text{erf}}$  muß zunächst nachgewiesen werden, daß die Grundgesamtheit der Permeabilitätskoeffizienten normalverteilt ist.

Hierzu wird der Kolmogorov-Smirnow Anpassungstest durchgeführt. Mit diesem Test wird überprüft, wie genau die durch die Stichprobe gebildete Verteilungsfunktion  $F'(x)$  mit der theoretischen Verteilungsfunktion  $F(x)$ , hier einer Normalverteilung, übereinstimmt. Ist die maximale Abweichung  $a_{\text{pr}}$  zwischen der empirischen Funktion  $F'(x)$  und der theoretischen Funktion  $F(x)$  kleiner als die Prüfgröße  $a_{\text{krit}}$ , so ist anzunehmen, daß die Grundgesamtheit, aus der die Stichprobe entnommen wurde, normalverteilt ist.

Einzelheiten des Tests sind in Anlage 10.1 aufgeführt. Für die 20 Meßwerte der Versuche in Abschnitt 5.3 ergibt sich eine maximale Abweichung der aus den Meßwerten gebildeten Verteilungsfunktion  $F'(x)$  von der Normalverteilung  $F(x) = \Phi(z)$  (Anlage 10.2) zu  $a_{pr} = 0,26$  für die 1 Tag nachbehandelten Proben.

Die kritische Abweichung  $a_{krit}$  ist Anlage 10.3 zu entnehmen: für  $n = 20$  und  $\alpha = 5\%$  ist  $a_{krit} = 0,294$ .

Da  $a_{pr} = 0,260 < a_{krit} = 0,294$  ist, ist anzunehmen, daß die Grundgesamtheit, der diese Stichprobe entstammt, mit 95 %-iger Wahrscheinlichkeit normalverteilt ist. Entsprechendes ergibt sich für die Permeabilitätskoeffizienten der 7 Tage nachbehandelten Proben.

Der Signifikanztest für den Mittelwert und die Standardabweichung zeigt, daß mit 90 %-iger Wahrscheinlichkeit der aus den Meßwerten in Abschnitt 5.3 gebildete Mittelwert  $\bar{x}$  um maximal 1 % von dem Mittelwert der Grundgesamtheit  $\mu$  abweicht und das Quadrat der Standardabweichung (Varianz der Grundgesamtheit) mit 95 %-iger Wahrscheinlichkeit kleiner ist als das aus den Meßwerten erhaltene.

Nachdem nachgewiesen ist, daß die Permeabilitätskoeffizienten als normalverteilt angenommen werden können, wird die erforderliche Anzahl von Meßwerten  $n_{erf}$  ermittelt, die benötigt wird um mit gewählter Wahrscheinlichkeit aussagekräftige Ergebnisse zu erhalten.

Hierzu weist man nach, daß mit der gewählten Wahrscheinlichkeit der aus den  $n_{erf}$  Meßwerten gebildete Mittelwert  $\bar{x}$  innerhalb des Konfidenz- oder Vertrauensintervalles liegt.

Dieses Konfidenzintervall ergibt sich mit den Permeabilitätskoeffizienten für die 1 Tag nachbehandelten Proben aus

$$\text{Prob } \{ \bar{x} - A \leq \mu \leq \bar{x} + A \} = 1 - \alpha$$

$$\text{wobei } A = t_{1-\alpha/2}^{n-1} \cdot \frac{S_x}{\sqrt{n}}$$

darin bedeuten:

$n$  = Anzahl der Meßwerte, hier:  $n = 20$

$\bar{x}$  = Mittelwert der 20 Meßwerte, hier:  $\bar{x} = 320 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$

$\mu$  = Mittelwert der Grundgesamtheit

$t_{1-\alpha/2}^{n-1}$  = Kennwert der t-Verteilung

$$\text{hier: } t_{1-0,999}^{19} = 3,58$$

$S_x$  = Standardabweichung der Meßwerte,  
hier:  $S_x = 89,6 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$

$1-\alpha$  = Sicherheitswahrscheinlichkeit für den zweiseitigen Test,  
hier:  $1-\alpha = 99,8 \%$

$A$  = maximale Abweichung  $|\bar{x}-\mu|$

Die t-Verteilung (Anlage 10.2) wird gewählt, da die Anzahl der Meßwerte zur Abschätzung des Konfidenzintervalles kleiner ist als 100 (s. Abschnitt 5.3).

Man erhält dann als zulässige Abweichung  $A$  des Mittelwertes der Stichprobe,  $\bar{x}$ , vom Mittelwert der Grundgesamtheit  $\mu$

$$A = 3,58 \cdot \frac{89,6 \cdot 10^{-10}}{\sqrt{20}} \text{ m}^2/\text{s} = 71,7 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$$

für Permeabilitätskoeffizienten von ca.  $200 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$  bis  $500 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$ .

Das Konfidenzintervall ergibt sich zu

$$\text{Prob } \{ 248,3 \cdot 10^{-10} \leq \mu \leq 391,7 \cdot 10^{-10} \} = 1 - 0,998$$

Berechnet man das Konfidenzintervall für die 7d nachbehandelte Probe, ergibt sich

$$A = 2 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$$

für Permeabilitätskoeffizienten von ca.  $7 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$  bis  $12 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$  und das Konfidenzintervall damit zu

$$\text{Prob} \{ 7,8 \cdot 10^{-10} \leq \mu \leq 11,8 \cdot 10^{-10} \} = 1 - 0,998$$

Dies bedeutet, daß der aus einer Stichprobe von 20 Meßwerten gebildete Mittelwert mit 99,8 %-iger Sicherheit in dem so ermittelten Intervall liegt und daß diese Stichprobe so verteilt ist wie die Grundgesamtheit, aus der sie stammt.

Die erforderliche Anzahl an Einzelprüfungen,  $n_{\text{erf}}$ , so daß der Mittelwert, der aus diesen gebildet wird, mit einer Sicherheit von  $\alpha$  in dem entsprechenden Konfidenzintervall liegt, wird nach der Formel

$$n_{\text{erf}} = \frac{(t_{1-\alpha/2}^{n-1})^2 \cdot S_x^2}{A^2}$$

bestimmt. D.h., daß mit der Wahrscheinlichkeit  $\alpha$  die aus  $n_{\text{erf}}$  Werten gebildete Stichprobe so verteilt ist, wie die Grundgesamtheit, aus der sie stammt, also repräsentativ ist.

Nimmt man als Wahrscheinlichkeit für den zweiseitigen statistischen Test 80 % an, was anders ausgedrückt der 10%-Fraktile eines einseitigen Tests entsprechen würde, so ergibt sich nach Iteration unter der Annahme von  $n_{\text{erf}} = 4$  Proben:

$$t_{1-0,90}^3 = 1,64 \text{ und } n_{\text{erf}} = \frac{1,64^2 \cdot (89,6 \cdot 10^{-10})^2}{(71,7)^2} = 4,2$$

Unter der Annahme von  $n_{\text{erf}} = 5$  Proben erhält man:

$$t_{1-0,90}^4 = 1,53 \text{ und } n_{\text{erf}} = \frac{1,53^2 \cdot (89,6 \cdot 10^{-10})^2}{(71,7)^2} = 3,7.$$

Daraus folgt, daß eine Probenanzahl  $n = 4$  für eine Wahrscheinlichkeit von 80 % knapp ausreichend ist, eine Probenanzahl von  $n = 5$  dagegen zu einer höheren Wahrscheinlichkeit führt.

Soll mit 80 %-iger Wahrscheinlichkeit der Mittelwert der Permeabilitätskoeffizienten in dem Konfidenzintervall liegen, das sich aus den Versuchen nach Abschnitt 5.3 ergibt, sind 4 Einzelproben je Serie erforderlich.

Die in Abschnitt 5.3 ermittelten Permeabilitätskoeffizienten der 7 Tage nachbehandelten Proben führen mit gleicher Wahrscheinlichkeit ebenfalls zu einem erforderlichen Stichprobenumfang von  $n_{\text{erf}} = 4$ .

Sollte mit einer Wahrscheinlichkeit von 90 % angestrebt werden, daß der Mittelwert aus  $n$  Proben in dem Konfidenzintervall liegt, müßten 6 Proben je Serie geprüft werden. Die 90%-ige Wahrscheinlichkeit würde der 5 %-Fraktile des einseitig durchgeführten Tests entsprechen.

Bei der Wahl der Anzahl der Proben je Serie muß abgewogen werden zwischen dem Aufwand, der durch die Prüfung jeder einzelnen Probe entsteht und dem Nutzen, den die höhere Wahrscheinlichkeit bringt.

Unseres Erachtens ist mit 4 Proben je Serie eine ausreichende Aussagekraft der Ergebnisse gewährleistet.

Untersuchungen über die Reproduzierbarkeit der Messungen des Wasseraufnahmekoeffizienten wurden noch nicht angestellt. Da nach Tabelle 5.7 die Variationskoeffizienten der Wasseraufnahmekoeffizienten bei 3 Messungen an Proben aus derselben Mischung geringer sind als jene der Permeabilitätsmessungen, wird davon ausgegangen, daß die statistische Sicherheit der bestimmten Wasseraufnahmekoeffizienten zumindest nicht geringer ist als jene der Permeabilitätskoeffizienten.

## 6.4 Zusammenhang zwischen Kenngrößen der Dauerhaftigkeit und Korrosionswiderständen

### 6.4.1 Zusammensetzung der Betone und Korrosionswiderstände

Die in den Tabellen und Diagrammen des Abschnitts 5 dargestellten Versuchsergebnisse bestätigen den in Abschnitt 2.6.1 diskutierten Einfluß des w/z-Wertes und der Nachbehandlung auf die Permeabilität von Beton. Für alle Betone steigen ihre Korrosionswiderstände mit abnehmendem w/z-Wert und zunehmender Nachbehandlungsdauer an. Beide Parameter reichen aber zu einer vollständigen Beschreibung der Korrosionswiderstände nicht aus. Der Einfluß anderer Parameter der Betonzusammensetzung, z.B. der Zementart, wird in den folgenden Abschnitten 6.4.2 bis 6.4.6 diskutiert.

### 6.4.2 Karbonatisierung

#### 6.4.2.1 Theoretische Ansätze

Nach Abschnitt 2.7.1.2 der Literaturlauswertung kann der Karbonatisierungsfortschritt im Klima 20 C°, 65 % r.F. mit Gl. 2.8 beschrieben werden:

$$x = \sqrt{2D \cdot \frac{c_2}{a} \cdot t} \quad (2.8)$$

- mit
- x = Karbonatisierungstiefe [m]
  - t = Dauer der Karbonatisierung [s]
  - c<sub>2</sub> = Kohlendioxidkonzentration der Luft [g/m<sup>3</sup>]
  - a = zur Karbonatisierung der Hydratationsprodukte erforderliche Menge an CO<sub>2</sub> [g/m<sup>3</sup>]
  - D = Diffusionskoeffizient von CO<sub>2</sub> durch karbonatisierten Beton [m<sup>2</sup>/s]

In den experimentellen Untersuchungen wurde die Karbonatisierungstiefe x unterschiedlicher Betone zu einem gegebenen Zeitpunkt t bestimmt. Aufgrund ihrer unterschiedlichen Porenstruktur ist auch der Diffusionskoeffizient dieser Betone unterschiedlich. Für eine Auswertung dieser Versuchsergebnisse ist es daher sinnvoll, Gl. 2.8 in dimensionslose Form zu bringen. Dazu wurden beide Seiten von Gl. 2.8 mit dem Faktor  $1/(x_0^2 \cdot t_0)$  multipliziert:

$$\left(\frac{x}{x_0}\right)^2 = 2D \frac{c_2 \cdot t_0}{a \cdot x_0^2} \cdot \frac{t}{t_0} \quad (6.2)$$

mit  $x_0$  = Bezugswert der Karbonatisierungstiefe:  $x_0 = 1 \text{ mm}$   
 $t_0$  = Bezugswert der Karbonatisierungsdauer:  $t_0 = 1 \text{ Jahr}$

Für  $t = t_0$  und  $x = x_0$  erhält man einen Bezugswert des Diffusionskoeffizienten  $D = D_0$ :

$$D_0 = \frac{a \cdot x_0^2}{2c_2 \cdot t_0} \quad (6.3)$$

Durch Einsetzen von Gl. 6.3 in Gl. 6.2 erhält man einen Zusammenhang zwischen Karbonatisierungstiefe  $x$  und dem Diffusionskoeffizienten  $D$  für eine gegebene Karbonatisierungsdauer  $t_i$ :

$$\left(\frac{x}{x_0}\right)^2 = \frac{D}{D_0} \cdot \frac{t_i}{t_0} \quad (6.4)$$

Da die Diffusionskoeffizienten über mehrere Zehnerpotenzen variieren können, ist es sinnvoll, die Wertepaare nach Gl. 6.4 im logarithmischen Maßstab aufzutragen. Daher wird Gleichung 6.4 umgeformt zu:

$$\log \left(\frac{x}{x_0}\right)^2 = \log \frac{D}{D_0} + \log \frac{t_i}{t_0} \quad (6.5)$$

Gleichung 6.5 sagt aus, daß bei einem Auftrag der Wertepaare  $D/D_0$  und  $x^2/x_0^2$  für ein gegebenes Betonalter  $t_i$  in doppelt logarithmischem Maßstab ein direkter Zusammenhang zwischen  $\log(D)$  für karbonatisierten Beton und  $\log(x^2)$  in Form einer Geraden mit der Steigung  $m = 1$  bestehen sollte.

In den Versuchen nach den Abschnitten 4 und 5 wurde jedoch nicht der Diffusionskoeffizient  $D$  an karbonatisiertem Beton gemessen, sondern der Permeabilitätskoeffizient  $K$  bzw. der Wasseraufnahmekoeffizient  $M_w$  an nicht oder nur wenig karbonatisierten Betonen. Es stellt sich daher die Frage, ob die Kennwerte  $K$  bzw.  $M_w$  herangezogen werden können, um über den hier wesentlichen Kennwert  $D_{CO_2}$  eine zuverlässige Aussage zu treffen bzw. welche Zusammenhänge zwischen  $K$  und  $D_{CO_2}$  bzw. zwischen  $M_w$  und  $D_{CO_2}$  bestehen.

Bild 6.3a zeigt qualitativ den Zusammenhang zwischen  $\log(x)$  und  $\log(D_{CO_2})$  ( $D$  an karbonatisiertem Beton bestimmt), wie er sich gemäß Gl. 6.5 für ein gegebenes Betonalter  $t_i$  ergibt. Da der Parameter  $a$  in Gl. 2.8 bzw. 6.2 von der Zementart abhängt, ergeben sich für Betone aus unterschiedlichen Zementen verschiedene, zueinander parallele Geraden.

Nach Abschnitt 2.7.4 kann ein qualitativer Zusammenhang zwischen dem Diffusionskoeffizienten  $D$  und dem Permeabilitätskoeffizienten  $K$  bei Verwendung eines inerten Gases, wie es  $CO_2$  in karbonatisiertem Beton darstellt, gemäß Bild 6.3b vorausgesetzt werden.

Aus den Darstellungen von Bild 6.3a und Bild 6.3b folgt Bild 6.3c: Besteht ein linearer Zusammenhang zwischen  $\log(x)$  und  $\log(D_{CO_2})$  sowie zwischen  $\log(D_{CO_2})$  und  $\log(K_{CO_2})$ , so muß auch eine lineare Beziehung zwischen  $\log(x)$  und  $\log(K_{CO_2})$  existieren.

Zwischen den Permeabilitätskoeffizienten  $K_{CO_2}$  und  $K_L$  besteht bei Berücksichtigung der Viskosität nach Gl. 2.13 und des Molekulargewichtes nach Gl. 2.15 des strömenden, in beiden Fällen inerten gasförmigen Mediums  $CO_2$  und Luft, ein direkter Zusammenhang, wie er in Bild 6.3d dargestellt ist.

Aus den Darstellungen von Bild 6.3c und 6.3d folgt Bild 6.3e. Das heißt, besteht ein linearer Zusammenhang zwischen  $\log(x)$  und  $\log(K_{CO_2})$  sowie zwischen  $\log(K_{CO_2})$  und  $\log(K_L)$ , so muß auch ein linearer Zusammenhang zwischen  $\log(x)$  und  $\log(K_L)$  für karbonatisierten Beton existieren.

Für den Zusammenhang zwischen  $\log(x)$  und  $\log(K_L)$  an nicht karbonatisiertem Beton (Bild 6.3f) kann zwischen folgenden möglichen Fällen unterschieden werden:

- (1) Bei der Karbonatisierung von Beton ändert sich die Permeabilität über den gesamten Bereich von  $K$  in der gleichen Weise. Dies hätte eine Parallelverschiebung der Geraden beim Übergang von Bild 6.3e zu 6.3f zur Folge. Gilt dies für alle Zementarten gleich, so würden die gestrichelten Geraden in Bild 6.3f parallel zueinander verlaufen.
- (2) Bei der Karbonatisierung von Beton ändert sich die Permeabilität über den gesamten Bereich von  $K$  in unterschiedlicher Weise. Dies hätte zur Folge, daß die Geraden beim Übergang von Bild 6.3e zu Bild 6.3f sich drehen und verschieben:

- (a) Ist die Drehung für alle Zemente gleich, so verlaufen alle Geraden in Bild 6.3f parallel zueinander, oder
  - (b) die Geraden in Bild 6.3f besitzen je nach Zementart unterschiedliche Steigungen.
- (3) Die Beziehungen zwischen  $\log(x)$  und  $\log(K_L)$  in Bild 6.3f stellen keine Geraden mehr dar.

Für die Fälle (1), (2a) und (2b) läßt sich anhand der oben beschriebenen Überlegungen sowie Gl. 6.5 folgende Beziehung zwischen  $\log(D_{CO_2})$  an karbonatisiertem Beton und  $\log(K_L)$  an nicht karbonatisiertem Beton aufstellen:

$$\log(D_{CO_2}/D_{0,CO_2}) = m_i \cdot \log(K_L/K_{0,L})$$

oder

$$D_{CO_2}/D_{0,CO_2} = (K_L/K_{0,L})^{m_i} \quad (6.6)$$

mit  $m_i$  = Exponent (Steigung der Geraden)

Gleichung 6.6 in Gleichung 6.5 eingesetzt ergibt:

$$\log(x/x_0)^2 = m_i \cdot \log(K_L/K_{0,L}) + \log(t_i/t_0) \quad (6.7)$$

In Gleichung 6.7 stellt  $m_i$  die Steigung der Geraden dar, die sich ergeben, wenn die Wertepaare  $\log K_L$  und  $\log(x/x_0)^2$  für die einzelnen Betone für ein gegebenes Betonalter  $t_i$  aufgetragen werden.

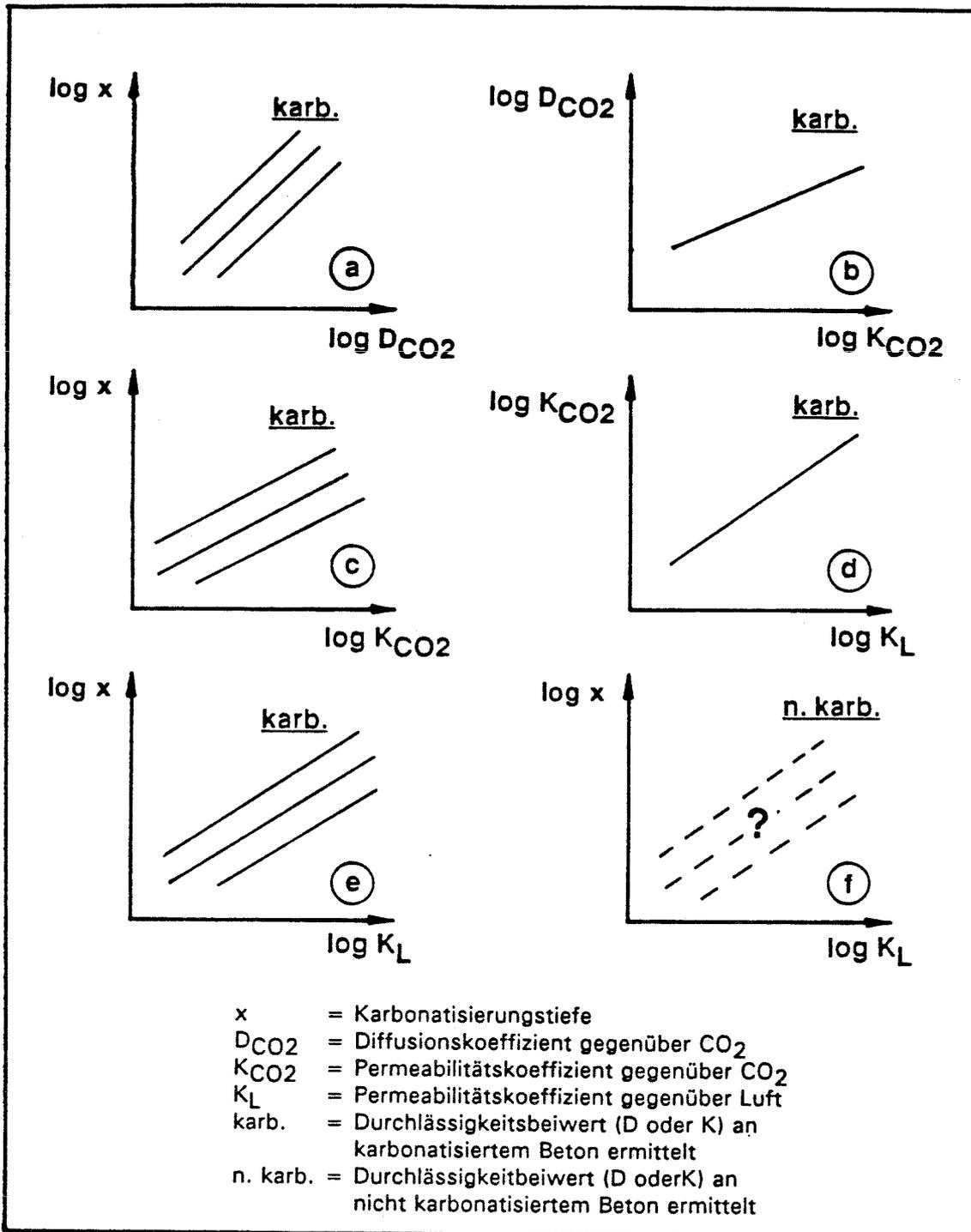
Die Werte von  $K_{0,L}$  für die einzelnen Betone können durch Bestimmung des Achsenabschnittes  $K_{i,L}$  der Geraden auf der  $\log(k)$ -Achse ermittelt werden, da für  $\log(x/x_0)^2 = 0$  bzw. für  $x/x_0 = 1$  gilt:

$$K_{i,L} = K_{0,L} \cdot (t_0/t)^{1/m_i} \quad (6.8)$$

mit  $K_{i,L}$  = Achsenabschnitt auf der  $\log(K_L)$ -Achse

Für  $t = t_0$  ist nach Gl. 6.8:  $K_{i,L} = K_{0,L}$ .

Zur Vereinfachung wird im folgenden der Index L nicht mehr angegeben, da Werte von  $K_{CO_2}$  nicht bestimmt wurden und eine Verwechslung daher nicht möglich ist.



**Bild 6.3:** Schematische Darstellung des Zusammenhanges zwischen Karbonatisierungstiefe  $x$ , Diffusionskoeffizient  $D$  und Permeabilitätskoeffizient  $K$  an Beton für die gegebene Karbonatisierungsdauer  $t_i$

Für die Abschätzung der Karbonatisierungstiefe zu einem bestimmten Zeitpunkt  $t$  gilt dann nach Gl. 6.7:

$$x = x_0 \cdot \sqrt{(K/K_0)^{m_i} \cdot (t/t_0)} \quad (6.9)$$

mit  $x$  = Karbonatisierungstiefe [mm]

$x_0$  = Bezugswert der Karbonatisierungstiefe = 1 mm

$K$  = Permeabilitätskoeffizient, bestimmt an nicht karbonatisiertem Beton gegenüber Luft zu einem festzulegenden Alter und unter festzulegenden Prüf- und Lagerungsbedingungen [ $m^2/s$ ]

$t$  = Betonalter bzw. Karbonatisierungsdauer [Jahre]

$t_0$  = Bezugswert des Betonalters = 1 Jahr

Der Achsenabschnitt auf der  $\log(K)$ -Achse ist nach Gl. 6.8  $K_0 \cdot (t_0/t)^{1/m_i}$ .

Nach Abschnitt 6.1 besteht ein linearer Zusammenhang zwischen den Logarithmen des Wasseraufnahmekoeffizienten  $M_w$ , bestimmt an Betonoberflächen und des Permeabilitätskoeffizienten  $K$  bestimmt an Betonproben, der von der Zementart abhängig ist. Allgemein kann daher angesetzt werden:

$$\frac{M_w}{M_{w0}} = \left(\frac{K}{K_0}\right)^{r_i} \quad (6.10)$$

mit  $r_i$  = Exponent.

Durch Einsetzen in Gl. 6.7 erhält man dann für die Karbonatisierungstiefe  $x$  zum Zeitpunkt  $t$ :

$$\log \left(\frac{x}{x_0}\right)^2 = \frac{m_i}{r_i} \cdot \log \frac{M_w}{M_{w0}} + \log \frac{t}{t_0} \quad (6.11)$$

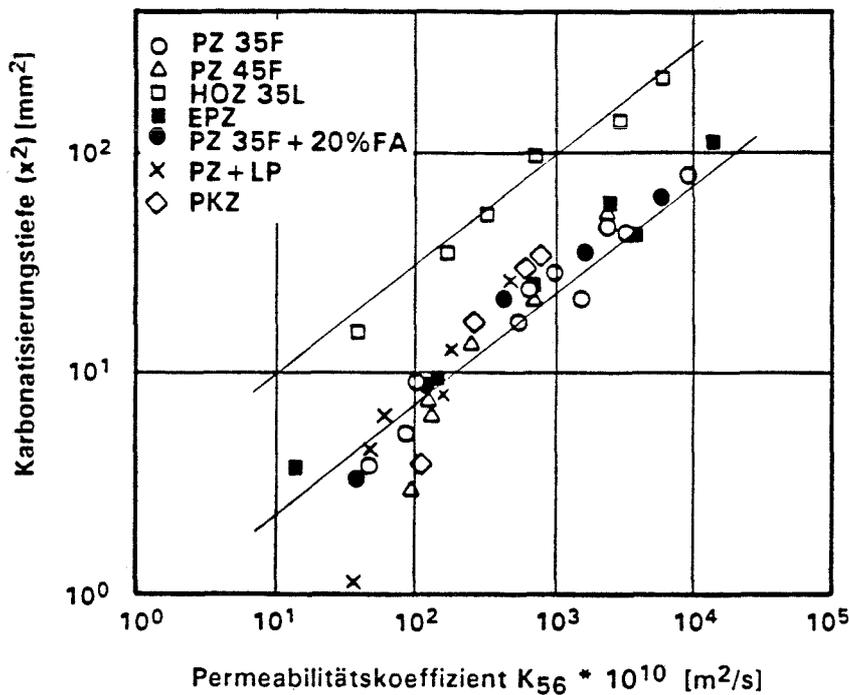
Die Bestimmung von  $M_{w0}$  kann analog zur Bestimmung von  $K_0$  erfolgen.

#### 6.4.2.2 Karbonatisierung und Permeabilitätskoeffizient

In Bild 6.4 ist das Quadrat der Karbonatisierungstiefen der Serien A bis P sowie V und W aus Tabelle 5.8 über den zugehörigen Permeabilitätskoeffizienten, Prüfalter 56 Tage, aus Tabelle 5.3 aufgetragen. Dabei wurde gemäß den vorstehenden Überlegungen ein doppelt logarithmischer Maßstab

gewählt. Bei der Auftragung in Bild 6.4 wurde zwischen Betonen mit bestimmten Bindemittelarten, nicht jedoch zwischen Betonen mit bestimmten w/z-Werten und Nachbehandlungsdauern unterschieden.

Bild 6.4 bestätigt die in Abschnitt 6.4.2.1 angestellten Überlegungen, nach denen die Wertepaare der einzelnen Bindemittelarten jeweils auf einer Geraden liegen.



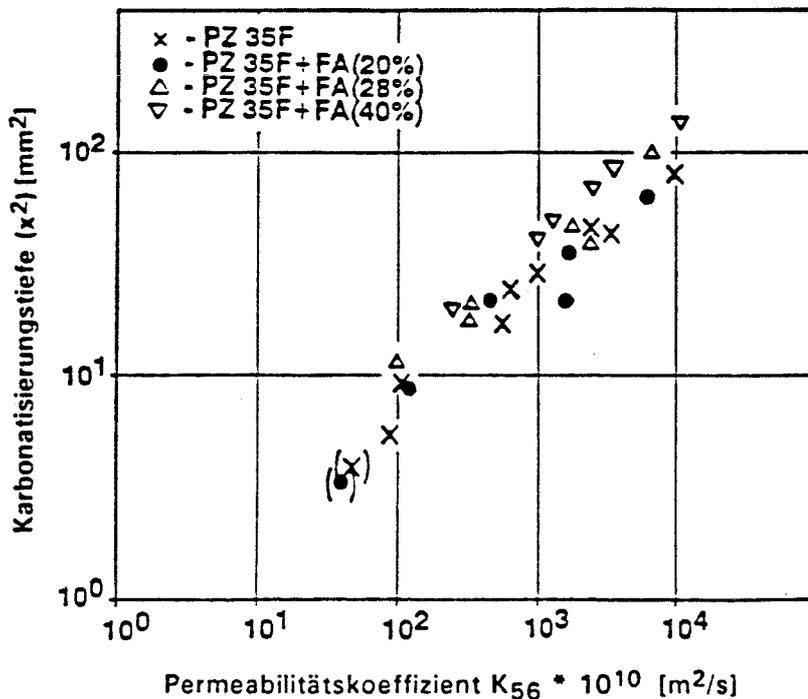
**Bild 6.4:** Zusammenhang zwischen dem Quadrat der Karbonatisierungstiefe  $x^2$  nach 1 Jahr und dem Permeabilitätskoeffizient  $K_{56}$

Dabei karbonatisiert ein mit einem Hochofenzement HOZ 35L, Hüttensandgehalt 65%, hergestellter Beton bei gleicher Permeabilität schneller als ein Beton aus Portlandzement oder Eisenportlandzement. Der Grund hierfür liegt in erster Linie in der Ausbildung einer gröberen Mikrostruktur des Zementsteins der Betone aus HOZ 35L infolge einer Karbonatisierung, siehe Abschnitt 2.6.1. Dieser Unterschied zwischen den einzelnen Zementarten sollte nicht vorhanden sein, wenn die Permeabilität an karbonatisiertem Beton gemessen wird. Dies wurde durch Versuchsergebnisse bestätigt, siehe dazu Abschnitt 2.6.1.2.

Bild 6.4 zeigt auch, daß bei gleichen Permeabilitätskoeffizienten die Karbonatisierungstiefe von Betonen aus PZ 35F, PZ 45F, EPZ 35F, PKZ 35F und PZ 35F+FA(20%) gleich groß ist.

Ein signifikanter Einfluß künstlicher Luftporen auf die Karbonatisierungstiefe bei gegebener Permeabilität ist nicht zu erkennen.

In Bild 6.5 sind die Karbonatisierungstiefen der Betone mit Flugaschegehalten von 20, 28 und 40 % zusammen mit den Werten der Betone aus Portlandzement PZ 35 F über den zugehörigen Permeabilitätskoeffizienten in einem doppelt logarithmischen Maßstab aufgetragen.



**Bild 6.5:** Zusammenhang zwischen dem Quadrat der Karbonatisierungstiefen  $x^2$  nach 1 Jahr und dem Permeabilitätskoeffizient  $K_{56}$  von Betonen aus flugaschehaltigen Zementen

Bild 6.5 zeigt, daß die Karbonatisierungstiefen der Betone mit Flugaschegehalten von 40% bei gleichen Permeabilitätskoeffizienten etwas über denen der Betone aus Portlandzement liegen. Das bedeutet, daß die Zugabe von Zusatz- und Zumahlstoffen bis zu einem gewissen Anteil keinen Einfluß auf die Karbonatisierungsgeschwindigkeit hat, sie wirkt sich jedoch auf die erforderliche Nachbehandlungsdauer zur Erzielung einer bestimmten Permeabilität aus.

Ab welchem Hüttensandgehalt mit einer erhöhten Karbonatisierungsgeschwin-

digkeit gerechnet werden muß, kann hier anhand der vorliegenden Ergebnisse nicht gesagt werden. Er liegt zwischen 35% (EPZ 35F) und 65% (HOZ 35L). Für die Zugabe von Flugasche liegt dieser Grenzwert zwischen 25 und 30%.

Eine Regressionsanalyse der Wertepaare  $[\log K / \log(x/x_0)^2]$  aus Bild 6.4 für die Betone aus den einzelnen Zementarten gemäß Gleichung 6.7 mit  $t_i = 1$  Jahr ergibt die Funktionsverläufe nach den Gleichungen 6.12 mit Korrelationskoeffizienten zwischen 0,95 und 0,99. Betone mit Karbonatisierungstiefen  $x < 2$  mm wurden in diese Analyse nicht einbezogen, da Ungenauigkeiten bei der experimentellen Bestimmung von  $x$  die Zusammenhänge verfälschen würden.

$$\text{PZ 35F; PZ 45F: } \log(x/x_0)^2 = 0,55 \cdot \log(K \cdot 10^{10} \text{ s/m}^2) - 0,25 \quad (6.12a)$$

$$\text{PZ 35F+FA(20%): } \log(x/x_0)^2 = 0,49 \cdot \log(K \cdot 10^{10} \text{ s/m}^2) - 0,05 \quad (6.12b)$$

$$\text{EPZ 35F} \quad : \log(x/x_0)^2 = 0,47 \cdot \log(K \cdot 10^{10} \text{ s/m}^2) + 0,00 \quad (6.12c)$$

$$\text{HOZ 35L} \quad : \log(x/x_0)^2 = 0,50 \cdot \log(K \cdot 10^{10} \text{ s/m}^2) + 0,45 \quad (6.12d)$$

$$\text{PKZ 35L} \quad : \log(x/x_0)^2 = 0,53 \cdot \log(K \cdot 10^{10} \text{ s/m}^2) - 0,10 \quad (6.12e)$$

Gemäß Abschnitt 6.4.2.1, Gl. 6.6, gibt die Steigung der Geraden den Zusammenhang zwischen dem Diffusionskoeffizienten  $D$  an karbonatisiertem Beton für  $\text{CO}_2$  und dem Permeabilitätskoeffizienten  $K$  für Luft an nicht karbonatisiertem Beton an.

Aus den Gleichungen 6.12 folgt, daß die Steigung dieser Geraden nahezu konstant ist und unabhängig von der Zementart zu im Mittel 0,50 gesetzt werden kann.

Damit ergibt sich gemäß Gleichung 6.6 der Zusammenhang zwischen  $D$  und  $K$  zu:

$$D/D_0 = (K/K_0)^{0,50} \quad (6.13)$$

Dabei ist natürlich zu beachten, daß der funktionale Zusammenhang zwischen  $D$  und  $K$  gemäß Gleichung 6.13 nur für einen Permeabilitätskoeffizienten  $K$  gilt, der mit dem in Abschnitt 3.1 beschriebenen Prüfverfahren ermittelt wurde.

Der Einfluß der Bindemittelart muß anhand des Faktors  $K_0$  gemäß Gleichung 6.8 ermittelt werden.

Hierzu wurde an einem gewählten festen Punkt der Wertepaare  $(x/x_0)^2$  und  $K/K_0$  für eine bestimmte Bindemittelart in Bild 6.4 eine Gerade mit der Steigung 0,50 angelegt. Nach Gl. 6.8 stellt der Schnittpunkt dieser Geraden mit der  $\log K$ -Achse dann den Wert von  $K_0$  dar. Zweckmäßigerweise wird als fester Punkt der in der Mitte des baupraktischen Bereiches liegende Wert gewählt. Dieser Bereich verläuft ungefähr zwischen

$K = 10 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$  und  $K = 10^4 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$ . Daher wird als Fixpunkt das Wertepaar  $[K = 500 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s} / x]$  gewählt.

Gemäß der Gleichung 6.12a bis 6.12e ergeben sich für die einzelnen Gruppen in Bild 6.4 (Permeabilität im Alter von 56 Tagen,  $K_{56}$ , Vorlagerung im Klima  $20^\circ \text{ C} / 65 \% \text{ r.F.}$  und Karbonatisierung im Alter von 1 Jahr) folgende Fixpunkte.

PZ 35F, PZ 45F, EPZ 35F, PZ 35F+FA(20%), PKZ 35F:

$$(500 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s} / 4,0 \text{ mm})$$

HOZ 35L:

$$(500 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s} / 8,0 \text{ mm})$$

Dabei wurden die Bindemittelarten PZ 35F, PZ 45F, PZ 45F+FA(20%), PKZ 35F und EPZ 35F wegen der Ähnlichkeit der Beziehungen 6.12a, 6.12b, 6.12c und 6.12e zu einer Gruppe zusammengefaßt. Mit diesen Punkten lassen sich dann die Geradengleichungen aufstellen und der Faktor  $K_0$  gemäß Gleichung 6.8 berechnen.

PZ 35F, PZ 45F, EPZ 35F, PZ 35F+FA(20%), PKZ 35F:

$$0,50 = \frac{\log(x/x_0)^2 - \log(4,0)^2}{\log K - \log(500 \cdot 10^{-10})}$$

$$\log(x/x_0)^2 = 0,50 \cdot \log K - 0,50 \cdot \log(500 \cdot 10^{-10}) + \log 16$$

Für das gegebene Betonalter  $t = t_0 = 1$  Jahr ist  $K = K_0$ , so daß gilt

$$\log K_0 = \log(500 \cdot 10^{-10}) - 2 \log 16$$

und

$$K_0 = 2 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$$

HOZ 35L:

$$0,50 = \frac{\log(x/x_0)^2 - \log(8,0)^2}{\log K - \log(500 \cdot 10^{-10})}$$

$$\log(x/x_0)^2 = 0,50 \cdot \log K - 0,5 \cdot \log(500 \cdot 10^{-10}) + \log 64$$

Für das gegebene Betonalter  $t = t_0 = 1$  Jahr ist  $K = K_0$ , so daß gilt

$$\log K_0 = \log(500 \cdot 10^{-10}) - 2 \log 64$$

und

$$K_0 = 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$$

Für die zeitabhängige Entwicklung der Karbonatisierungstiefe in Abhängigkeit vom Permeabilitätskoeffizienten  $K$  gilt nach Gleichung 6.9:

$$x = x_0 \cdot \sqrt{(K/K_0)^{0,50} \cdot (t/t_0)} \quad (6.14)$$

$$\text{mit } K_0 = \begin{cases} 2 \cdot 10^{-10} & \text{für PZ 35F; PZ 45F; EPZ 35F; PZ 35F+FA(20%); PKZ 35F} \\ 10^{-11} & \text{für HOZ 35L (65\% HS)} \end{cases}$$

$x$  = Karbonatisierungstiefe [mm]

$x_0$  = Bezugswert der Karbonatisierungstiefe  $x_0 = 1$  mm

$K$  = Permeabilitätskoeffizient, Prüfalter 56 Tage [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]

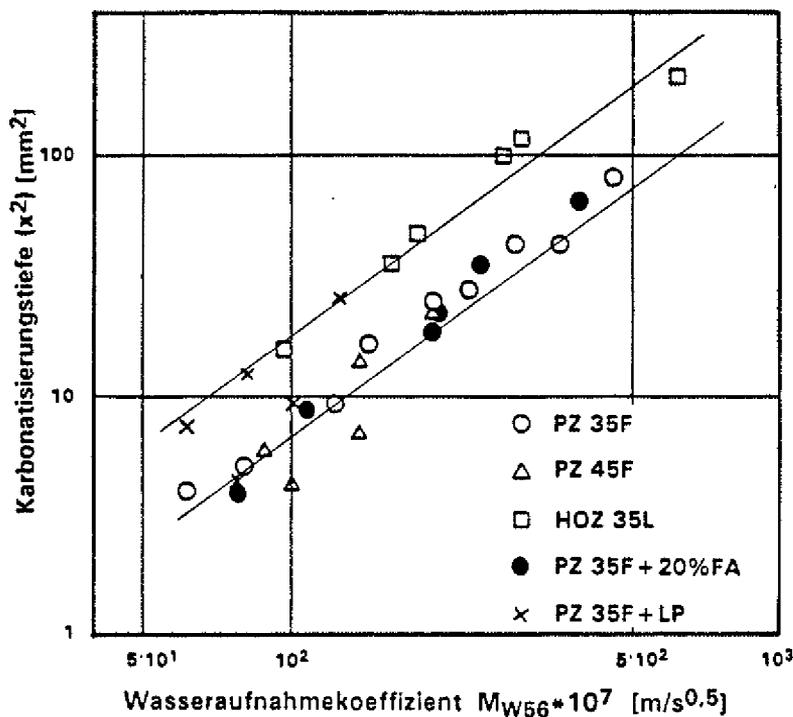
$t$  = Betonalter bzw. Karbonatisierungsdauer [Jahre]

$t_0$  = Bezugswert des Betonalters  $t_0 = 1$  Jahr

In Bild 6.4 sind die Geraden nach Gl. 6.14 eingezeichnet. Gleichung 6.14 ist nur gültig für die Karbonatisierung von Parallelproben, die im Klimaraum gelagert werden. Sie erlaubt noch keine Abschätzung der Karbonatisierungstiefe eines Betons im Bauwerk der anderen, natürlichen Bedingungen ausgesetzt ist. In Verbindung mit noch festzulegenden Grenzwerten der Permeabilität kann mit Gleichung 6.14 jedoch abgeschätzt werden, ob ein Beton die potentielle Fähigkeit besitzt, einer Karbonatisierung einen dauerhaften Widerstand entgegenzusetzen, falls der Permeabilitätskoeffizient nach den in Abschnitt 3.1 definierten Prüfbedingungen ermittelt wurde. Siehe dazu auch Abschnitt 7.2.

### 6.4.2.3 Karbonatisierung und Wasseraufnahmekoeffizient

Bild 6.6 zeigt den Zusammenhang zwischen dem Quadrat der Karbonatisierungstiefen der Betone der Serien A bis I sowie R und T nach einjähriger Lagerung im Klimaraum und dem Logarithmus des Wasseraufnahmekoeffizienten  $M_w$ , Prüfalter 56 Tage.



**Bild 6.6:** Zusammenhang zwischen dem Quadrat der Karbonatisierungstiefe nach 1 Jahr und dem Logarithmus des Wasseraufnahmekoeffizient  $M_{w56}$

Entsprechend Gl. 6.11 ergibt sich ein linearer Zusammenhang zwischen beiden Kenngrößen. Wie schon bei der Abhängigkeit der Karbonatisierungstiefe vom Permeabilitätskoeffizienten nach Bild 6.4 geht auch aus Bild 6.6 der Einfluß der Zementart hervor: Für einen gegebenen Wasseraufnahmekoeffizienten ist die Karbonatisierungstiefe der Betone aus HOZ 35L deutlich höher als jene der Betone aus Portlandzementen. Während sich der Ersatz des Portlandzementes mit 20% Flugasche auf den Zusammenhang zwischen Karbonatisierungstiefe und Wasseraufnahmekoeffizient nicht auswirkt, ist ein Einfluß des Luftgehaltes auf diesen Zusammenhang nicht auszuschließen: Für einen gegebenen Wasseraufnahmekoeffizienten scheinen die mit LP-Bildner hergestellten Betone höhere Karbonatisierungstiefen aufzuweisen als die Betone ohne LP-Bildner bzw. für eine gegebene Karbonatisierungstiefe ist der Wasseraufnahmekoeffizient der Betone mit LP-Bildner geringer als für Betone ohne LP Bildner. In Anbetracht der Streuung der Versuchsergebnisse kann über die Allgemeingültigkeit dieser Aussage jedoch noch kein Urteil getroffen werden.

Eine statistische Auswertung der Versuchsergebnisse führt zu folgenden Beziehungen für den Zusammenhang zwischen Karbonatisierungstiefe nach 1 Jahr und dem Wasseraufnahmekoeffizienten entsprechend Gl. 6.11:

$$\left(\frac{x}{x_0}\right)^2 = \left(\frac{M_w}{M_{w0}}\right) \frac{m_i}{r_i} \cdot \left(\frac{t}{t_0}\right) \quad (6.15)$$

Für Betone aus PZ; PZ+FA :	$M_{w0} \cdot 10^6 = 0,0031$	$m_i/r_i = 1,66$	$k = 0,97$
PZ+LP	$M_{w0} \cdot 10^6 = 0,0049$	$m_i/r_i = 1,69$	$k = 0,68$
HOZ35L	$M_{w0} \cdot 10^6 = 0,0220$	$m_i/r_i = 1,47$	$k = 0,98$

Darin sind  $k$  die Korrelationskoeffizienten, die sich aus der statistischen Analyse ergeben.

Die Auswertung des Zusammenhangs zwischen Permeabilitätskoeffizienten und Wasseraufnahmekoeffizienten nach Gl. 6.10 ergibt für den Exponenten  $r_i$  einen Wert von  $r_i = 0,34$  für die Betone aus PZ und PZ+FA, sowie von  $r_i = 0,32$  für die Betone aus HOZ 35L. Nach der Gl. 6.12 beträgt der Exponent  $m_i = 0,55$  für die Betone aus PZ und  $m_i = 0,50$  für die Betone aus HOZ 35L. Entsprechend ist das Verhältnis  $m_i/r_i = 1,62$  für die Betone aus Portlandzementen und  $m_i/r_i = 1,57$  für die Betone aus dem Hochofenzement. Diese Werte stimmen gut mit den Ergebnissen für  $m_i/r_i$

nach der oben gegebenen statistischen Auswertung der Beziehung zwischen Karbonatisierungstiefe und Wasseraufnahmekoeffizienten überein. Näherungsweise kann dann analog zu Gl. 6.14 gesetzt werden:

$$x = x_0 \sqrt{(M_w/M_{w0})^{3/2} \cdot (t/t_0)} \quad (6.16)$$

$$\text{mit } M_{w0} = \begin{cases} 28 \cdot 10^{-7} & \text{für PZ 35F; PZ 45F; PZ 35+FA(20\%) ohne LP} \\ 15 \cdot 10^{-7} & \text{für HOZ 35L (65\% HS)} \end{cases}$$

$x$  = Karbonatisierungstiefe [mm]

$x_0$  = Bezugswert der Karbonatisierungstiefe,  $x_0 = 1$  mm

$M_w$  = Wasseraufnahmekoeffizient, Prüfalter 56 Tage [ $\text{m/s}^{0,5}$ ]

$t$  = Betonalter [Jahre]

$t_0$  = Bezugswert des Betonalters,  $t_0 = 1$  Jahr

In Bild 6.6 sind die Geraden, die sich nach Gl. 6.16 ergeben, eingezeichnet.

#### 6.4.2.4 Karbonatisierung und Druckfestigkeit

In Bild 6.7 sind die Werte der Karbonatisierungstiefen  $x$  nach 1-jähriger Klimaraumlagerung aus Tabelle 5.8 in Abhängigkeit von der mittleren Würfeldruckfestigkeit  $\beta_{D28}$  (Lagerung nach DIN 1048) nach Tabelle 5.1 aufgetragen. Dabei sind die Karbonatisierungstiefen der Proben, die 1, 3 oder 7 Tage nachbehandelt wurden, getrennt aufgetragen. Ferner wurde zum Teil unterschieden zwischen Betonen aus unterschiedlichen Bindemittelarten, nicht jedoch zwischen Betonen, die mit unterschiedlichen w/z-Werten hergestellt wurden.

Eine statistische Auswertung, bei der von einem linearen Zusammenhang zwischen Karbonatisierungstiefe  $x$  und Würfeldruckfestigkeit  $\beta_{D28}$  nach folgender Beziehung (Gl. 6.17) ausgegangen wurde, die natürlich nur für einen begrenzten Bereich von  $\beta_{D28}$  gelten kann:

$$x = A \cdot \beta_{D28} + B \quad (6.17)$$

ergab die in Tabelle 6.1 zusammengestellten Ergebnisse.

Betone aus Hochofenzement wurden in der statistischen Auswertung für die Nachbehandlungsdauern wegen der geringen Anzahl an Ergebnissen nicht berücksichtigt.

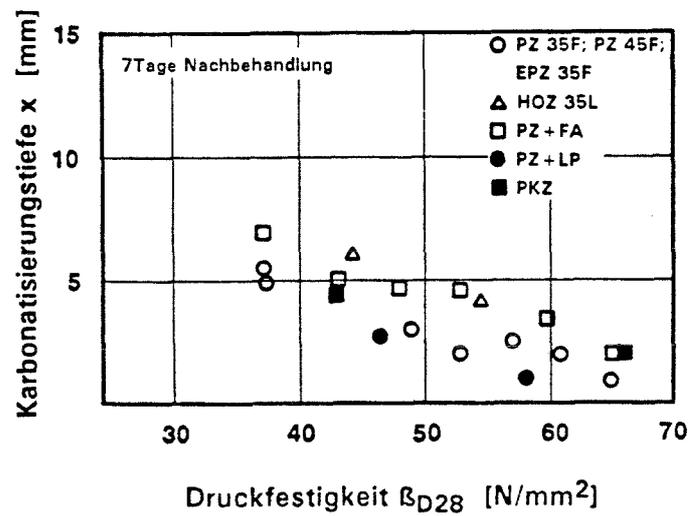
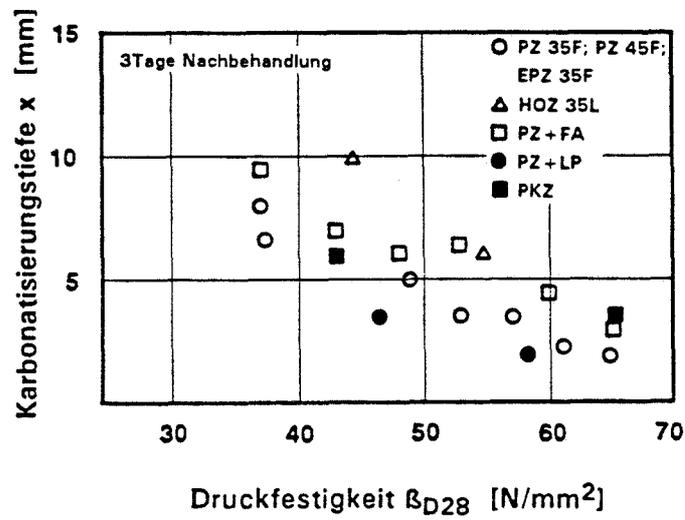
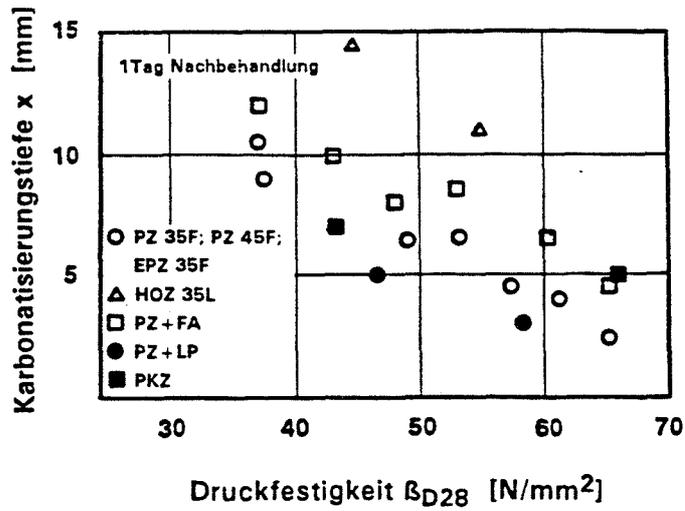
Zementart	Nachbehandlung (Tage)	A	B	Korrelationskoeffizient
PZ 35F; PZ 45F und EPZ 35F	1	18,8	-0,24	-0,98
	3	14,6	-0,20	-0,98
	7	10,2	-0,14	-0,96
PZ + FA	1	20,8	-0,25	-0,97
	3	16,4	-0,20	-0,96
	7	12,2	-0,15	-0,96
Alle	1	19,7	-0,24	-0,72
	3	15,3	-0,20	-0,78
	7	11,1	-0,15	-0,83
Alle	Alle	15,4	-0,19	-0,63
Alle <sup>x)</sup>	Alle	17,9	-0,24	-0,76

x) Hier wurde die Korrelation zwischen x und  $\beta_D$  für Wertepaare bestimmt, die an jeweils gleich nachbehandelten Proben (1, 3 oder 7 Tage ermittelt wurden).

Tabelle 6.1: Statistische Auswertung des Zusammenhangs zwischen Karbonatisierungstiefe x und Würfeldruckfestigkeit  $\beta_{D28}$

Aus Bild 6.7 und dem Ergebnis der statistischen Auswertung können folgende Schlüsse gezogen werden:

- Für alle Zementarten und Nachbehandlungsdauern nimmt die Karbonatisierungstiefe mit steigender Druckfestigkeit  $\beta_{D28}$  ab.
- Der Zusammenhang zwischen Karbonatisierungstiefe und Druckfestigkeit  $\beta_{D28}$  kann für den hier betrachteten Bereich  $30 < \beta_{D28} < 70 \text{ N/mm}^2$  durch Geraden mit hohen Korrelationskoeffizienten zwischen 0,96 und 0,98 beschrieben werden, wenn zwischen Nachbehandlungsdauer und Zement- bzw. Bindemittelart unterschieden wird. Geraden für Betone aus unterschiedlichen Bindemitteln und gegebener Nachbehandlungsdauer laufen zueinander näherungsweise parallel. Mit zunehmender Nachbehandlungsdauer werden die Geraden flacher.



**Bild 6.7:** Zusammenhang zwischen Karbonatisierungstiefe x (Alter 1 Jahr) und Druckfestigkeit  $\beta_{D28}$

- Betone aus nachbehandlungsempfindlicheren Bindemitteln (PZ+FA; HOZ) weisen bei kurzer Nachbehandlung und gegebener Druckfestigkeit  $\beta_{D28}$  deutlich höhere Karbonatisierungstiefen als Betone aus Portlandzement (PZ) auf. Dieser Unterschied nimmt mit steigender Nachbehandlungsdauer ab, ist aber auch bei 7-tägiger Nachbehandlung noch zu erkennen.
- Betone mit künstlichen Luftporen liegen bei gegebener Druckfestigkeit  $\beta_{D28}$  stets an der unteren Grenze des Streubandes. Dies ist darauf zurückzuführen, daß die Luftporen zwar die Druckfestigkeit des Betons deutlich reduzieren, den Diffusionswiderstand des Betons gegen Eindringen von  $\text{CO}_2$  aber nicht wesentlich erhöhen.
- Wird nur der Einfluß der Nachbehandlungsdauer, nicht aber jener der Bindemittelart berücksichtigt, so fallen die Korrelationskoeffizienten für den Zusammenhang zwischen Karbonatisierungstiefe  $x$  und Druckfestigkeit  $\beta_{D28}$  deutlich ab und zwar umso mehr je kürzer die Nachbehandlungsdauer ist. Der niedrigste Korrelationskoeffizient von 0,63 stellt sich ein, wenn auch der Einfluß der Nachbehandlungsdauer nicht berücksichtigt wird.
- In einigen Versuchsreihen (siehe Tabelle 5.1) wurde die Druckfestigkeit im Alter von 28 Tagen - abweichend von DIN 1048 - auch bei Nachbehandlungsdauern von 1 bzw. von 3 Tagen ermittelt. Bestimmt man den Zusammenhang zwischen Karbonatisierungstiefe  $x$  und der 28-Tage-Druckfestigkeit von Würfeln, die wie die Karbonatisierungsproben nachbehandelt wurden, so ergibt sich eine deutliche Erhöhung des Korrelationskoeffizienten von 0,63 auf 0,76 für den Zusammenhang  $x = f(\beta_{D28})$ , auch wenn die Bindemittelart und Nachbehandlungsdauer nicht getrennt berücksichtigt werden. Dieses Ergebnis steht im Einklang mit den Ergebnissen von [104,105]. Dort wurde gezeigt, daß der Zusammenhang zwischen Karbonatisierungstiefe und Druckfestigkeit eindeutiger wird, wenn man als Parameter die Druckfestigkeit des Betons in einem jüngeren Alter bzw. am Ende der Nachbehandlung wählt. Eine derartige Auswertung war im vorliegenden Fall nicht möglich, da für die hier angestellten Untersuchungen lediglich die Druckfestigkeit im Alter von 28 Tagen, wenn auch bei teilweise unterschiedlicher Nachbehandlung, bestimmt wurde.

- Zusammenfassend ist festzustellen, daß die Nennfestigkeit des Betons keine gesicherte Vorhersage der zu erwartenden Karbonatisierungstiefen auch bei Lagerung der Karbonatisierungsproben im Klimaraum erlaubt. Die Vorhersagegenauigkeit kann aber wesentlich erhöht werden, wenn Bindemittelart und Nachbehandlungsdauer berücksichtigt werden. Eine Verbesserung der Zuverlässigkeit der Vorhersage wird auch erzielt, wenn zur Korrelation die 28 Tage-Druckfestigkeit von Proben herangezogen wird, die wie die Karbonatisierungsproben gelagert sind.

### 6.4.3 Frostwiderstand

#### 6.4.3.1 Allgemeine Überlegungen

Bei einer kontinuierlichen Frostbeanspruchung von Beton kann zwischen den in Bild 6.8 schematisch dargestellten Phasen unterschieden werden.

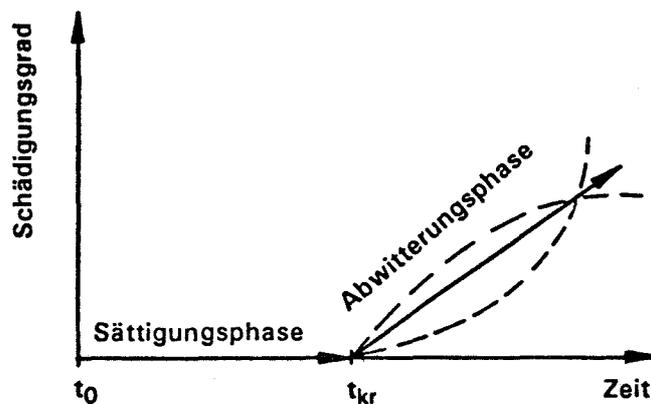


Bild 6.8: Ablauf der Schädigung durch eine Frost-Taubebeanspruchung

Phase 1: Sättigungsphase  $t < t_{kr}$ ; Zeit, während der der Beton Wasser aufnimmt, aber äußerlich noch keine Schädigung sichtbar ist. Dies bedeutet jedoch nicht, daß im Inneren nicht schon Gefügespannungen infolge der Frost-Taubebeanspruchungen auftreten.

Phase 2: Abwitterungsphase  $t > t_{kr}$ ; zum Zeitpunkt  $t = t_{kr}$  ist die kritische Wassersättigung  $S_{kr}$  erreicht. Auch von außen sichtbare Schäden, z.B. in Form von Abplatzungen treten auf.

Für die Dauerhaftigkeit von Beton ist es wünschenswert, daß das Ende der Sättigungsphase, der Zeitpunkt  $t_{kr}$  nicht erreicht wird. In Versuchen, bei denen die Proben während der Prüfung Wasser aufnehmen, kann für  $t_{kr}$  auch die Anzahl von Frost-Tauwechseln herangezogen werden, bis zu denen noch keine nach außen hin sichtbaren Schädigungen auftreten.

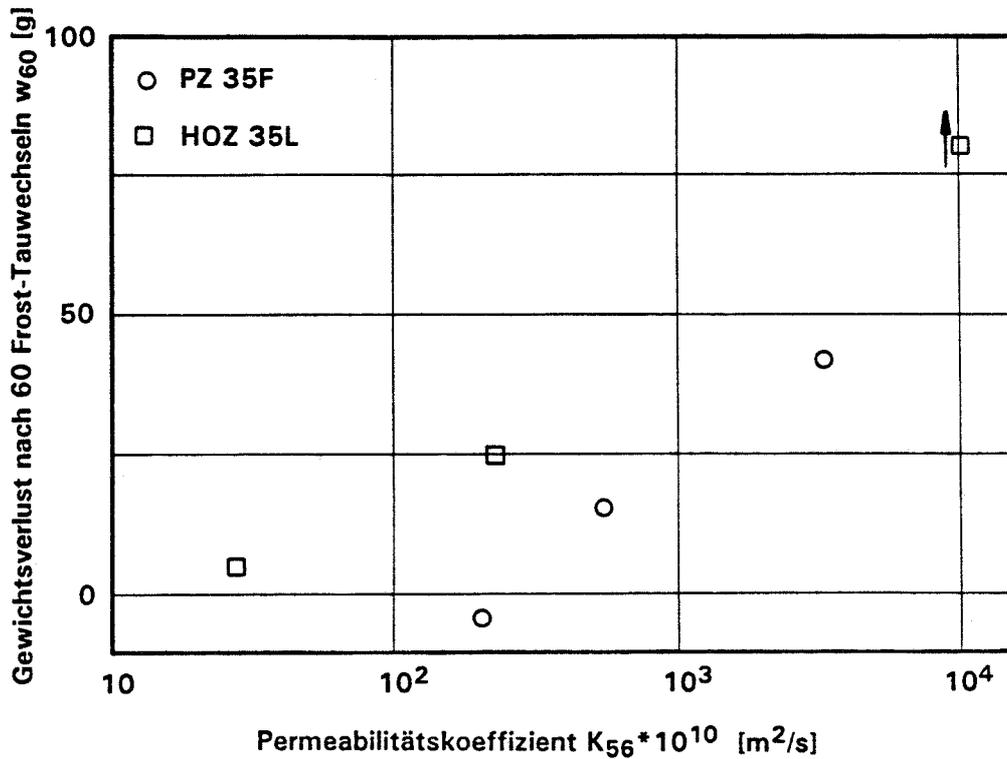
Der Zeitpunkt  $t_{kr}$  wird insbesondere von der Porenstruktur des Zementsteins bestimmt. Dichte Betone sollten zu hohen Werten von  $t_{kr}$  führen. Andererseits wird  $t_{kr}$  erhöht, wenn ein Beton künstliche Luftporen enthält, die nur sehr langsam Wasser aufnehmen und auch nach längerer Wasserlagerung oder Prüfdauer nur teilweise mit Wasser gefüllt sind.

Wie bereits in Abschnitt 5.5.2 dargestellt, konnte der kritische Zeitpunkt  $t_{kr}$ , der an sich ein geeigneter Kennwert des Frostwiderstandes von Beton sein sollte, nicht eindeutig bestimmt werden, da insbesondere die karbonatisierten Randzonen der Betone aus HOZ 35L schon bei Versuchsbeginn einen kritischen Sättigungsgrad erreicht hatten. Als Kriterium des Frostwiderstandes mußte daher die Größe  $w_{60}$  herangezogen werden. Dies ist der Gewichtsverlust der Proben nach 60 Frost-Tauwechseln.

Wesentlich für die Deutung der Versuchsergebnisse ist ferner, daß die Proben, an denen im Alter von 56 Tagen der Frostwiderstand untersucht wurde, vor der Prüfung bis zu 52 Tage lang an Luft lagerten und während dieser Zeit karbonatisieren konnten. Nach [9] bewirkt die Karbonatisierung eine Veränderung der Porenstruktur des Zementsteins, die von der Zementart abhängt. Bei den Betonen aus HOZ führt dies zu einer Vergrößerung, bei Betonen mit hohem Portlandzementgehalt zu einer Verdichtung der Porenstruktur. Dadurch wird der kritische Sättigungsgrad der Randzone, insbesondere der 1 d nachbehandelten Probe, schnell erreicht. Zumindest in der Anfangsphase der Frostversuche witterten die karbonatisierten Randzonen der Proben ab. Der Frostwiderstand der hier untersuchten Proben wird weitgehend durch die Eigenschaften der Randzonen bestimmt.

### 6.4.3.2 Frostwiderstand und Permeabilitätskoeffizient

Bild 6.9 zeigt den Zusammenhang zwischen der Kenngröße  $w_{60}$  nach Tabelle 5.9 und dem Permeabilitätskoeffizienten nach Tabelle 5.4

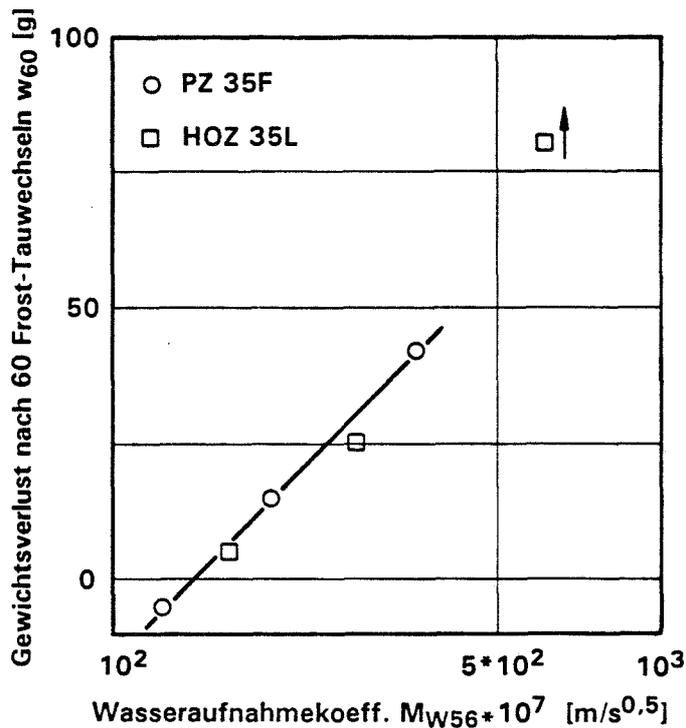


**Bild 6.9:** Zusammenhang zwischen dem Gewichtsverlust nach 60 Frost-Tauwechseln  $w_{60}$  und den Permeabilitätskoeffizienten  $K_{56}$

Wie zu erwarten, nimmt der Gewichtsverlust  $w_{60}$ , d.h. die Abwitterung infolge Frost-Taubeanspruchung, mit sinkendem Permeabilitätskoeffizienten ab. Es ist ein deutlicher Einfluß der Zementart zu erkennen: Bei gleicher Permeabilität gegenüber Luft zeigen die Betone aus Hochofenzement, HOZ 35L, einen geringeren Frostwiderstand als die Betone aus dem Portlandzement PZ 35F. Es ist wahrscheinlich, daß dieser Unterschied auf die Strukturveränderungen des Zementsteins durch Karbonatisierung zurückzuführen sind. Siehe dazu auch Abschnitt 6.4.3.3.

### 6.4.3.3 Frostwiderstand und Wasseraufnahmekoeffizient

In Bild 6.10 sind die Werte  $w_{60}$  nach Tabelle 5.9 und die Wasseraufnahmekoeffizienten  $M_{w56}$  nach Tabelle 5.7 aufgetragen.



**Bild 6.10:** Zusammenhang zwischen dem Gewichtsverlust nach 60 Frost-Tauwechslern  $w_{60}$  und Wasseraufnahmekoeffizient  $M_{w56}$

Zwischen beiden Kenngrößen besteht ein eindeutiger Zusammenhang, der – im Gegensatz zur Abhängigkeit  $w_{60} = f(K)$  – von der Zementart unabhängig ist. Dies kann auf zwei Ursachen zurückgeführt werden: Bei der Bestimmung des Wasseraufnahmekoeffizienten ist Wasser das Transportmedium. Die Geschwindigkeit der Wasseraufnahme ist auch für den Frostwiderstand bzw. für das Erreichen eines kritischen Sättigungsgrades entscheidend. Darüberhinaus werden wegen der kurzen Prüfdauer bei der Bestimmung von  $M_{w56}$  vorrangig die Eigenschaften der karbonatisierten Randzonen erfaßt, die bei der hier gewählten Prüfmethode auch für den Frostwiderstand, ausgedrückt durch die Größe  $w_{60}$ , entscheidend sind.

Da die Größe  $w_{60}$  je nach Frostprüfverfahren von der Vorlagerung beeinflusst wird, und nach Anlage 5 die Abwitterung mit zunehmender Anzahl von Frost-Tauzyklen degressiv, linear oder progressiv ansteigt, kann aus dem Zusammenhang nach Bild 6.10 keine endgültige Aussage über Grenzwerte von Durchlässigkeit oder Wasseraufnahme getroffen werden, die zur Erzielung eines bestimmten Frostwiderstandes für Betone ohne LP-Bildner erforderlich sind.

#### 6.4.3.4 Frostwiderstand und Druckfestigkeit

Von der Darstellung des Zusammenhanges zwischen Frostwiderstand und Betondruckfestigkeit  $\beta_{D28}$  wurde Abstand gewonnen, da die Betone (Serie B und G) deren Frostwiderstand untersucht wurde, sich lediglich in Bindemittelart und Nachbehandlungsdauer unterschieden. Der Einfluß der Nachbehandlungsdauer auf die Betondruckfestigkeit im Alter von 28 Tagen wurde nur für die Serie G, nicht aber für die Serie B erfaßt.

#### 6.4.4 Eindringen von Chloriden

##### 6.4.4.1 Allgemeine Überlegungen

Einige Grundlagen zur Beschreibung des Eindringens von Chloriden in Beton sowie Rechenmodelle, mit denen dieser Vorgang beschrieben werden kann, wurden in den Abschnitten 2.4.5 und 2.7.1.3 zusammengefaßt.

Bei der hier gewählten, wirklichkeitsnahen Versuchsmethode nach Abschnitt 4.5.3 tritt ein Mischtransport der Chloridionen in Form von Diffusion und kapillarem Saugen (Huckepacktransport) auf. Um die erzielten Ergebnisse rechnerisch nachzuvollziehen, ist daher eine Vorgehensweise wie in [118] dargestellt, zu wählen. Dazu wäre jedoch eine Vielzahl von wenig gesicherten Annahmen u.a. bezüglich der Geschwindigkeit des Huckepacktransports und des sekundären Diffusionskoeffizienten der Chloridionen zu treffen gewesen, so daß davon Abstand genommen werden mußte.

Läßt man den Einfluß des Mischtransports außer acht, so ist nach Gl. 2.9 das Quadrat der Tiefe  $x$ , in der sich zum Zeitpunkt  $t$  eine bestimmte Chloridionenkonzentration einstellt, proportional dem Produkt der Einwirkungszeit  $t$  und dem Diffusionskoeffizienten für Chloridionen  $D$ . Aus dem Vergleich der Chloridionenkonzentration verschiedener Betone nach einer

Auslagerungsdauer von 16 Wochen können dann Relativwerte effektiver Diffusionskoeffizienten  $D/D_0$  bestimmt werden:

$$\frac{D}{D_0} = \left(\frac{x}{x_0}\right)^2$$

Als Bezugswert wurde der Beton gewählt, der für eine bestimmte Chloridkonzentration die jeweils höchste Eindringtiefe aufwies. Die so ermittelten Werte  $D/D_0$  sind zusammen mit den tatsächlichen Eindringtiefen  $x$  in Tabelle 5.10 aufgeführt. Die untersuchten Betone unterscheiden sich neben der Nachbehandlungsdauer (1, 3 oder 7 Tage) im Wasserzementwert (0,45 oder 0,60) und in der Zementart (PZ 35F oder PZ 45F). Nach Tabelle 5.10 bewirkt eine Reduktion des w/z-Wertes von 0,60 auf 0,45 bei gleichzeitiger Verlängerung der Nachbehandlungsdauer von 1 auf 7 Tage eine Reduktion des Diffusionskoeffizienten von 100% auf ca. 33%. Tatsächlich sollte mit einer deutlicheren Beeinflussung der Diffusionskoeffizienten für Chloridionen durch Verringerung des Wasserzementwertes und Erhöhung der Nachbehandlungsdauer zu rechnen sein. Bei der folgenden Betrachtung der Versuchsergebnisse wird von den Chlorideindringtiefen  $x$  nach Tabelle 5.10 ausgegangen.

#### 6.4.4.2 Chlorideindringen und Permeabilitätskoeffizient

Bild 6.11 zeigt den Zusammenhang zwischen der Betontiefe  $x$  nach Tabelle 5.10 in der nach 16 Wochen Einwirkungszeit ein Chloridgehalt von 0,4% bzw. 1,0% des Zementgewichtes beobachtet wurde und den Permeabilitätskoeffizienten nach Tabelle 5.4.

Mit sinkendem Permeabilitätskoeffizienten gegenüber Luft  $K_{56}$ , bestimmt im Alter von 56 Tagen, nimmt auch die Betontiefe ab, bei der ein bestimmter Chloridgehalt beobachtet wurde. Ein Einfluß der Festigkeitsklasse des Zements, des w/z-Wertes oder der Nachbehandlung auf den Zusammenhang  $x = f(K_{56})$  kann nicht festgestellt werden. Der sehr wesentlich Einfluß der Zementart wurde im Rahmen dieser Versuche nicht erfaßt.

### 6.4.4.3 Chlorideindringen, Wasseraufnahmekoeffizient und Druckfestigkeit

Die Untersuchungen über das Chlorideindringen erfolgten im Rahmen der Versuchsreihen R, S und U. Der Wasseraufnahmekoeffizient wurde jedoch lediglich für die Versuchsreihe R bestimmt, so daß eine systematische Auswertung des Zusammenhangs  $x = f(M_w)$  nicht möglich ist. Dies ist bedauerlich. Entsprechende Versuche sollten nachgeholt werden.

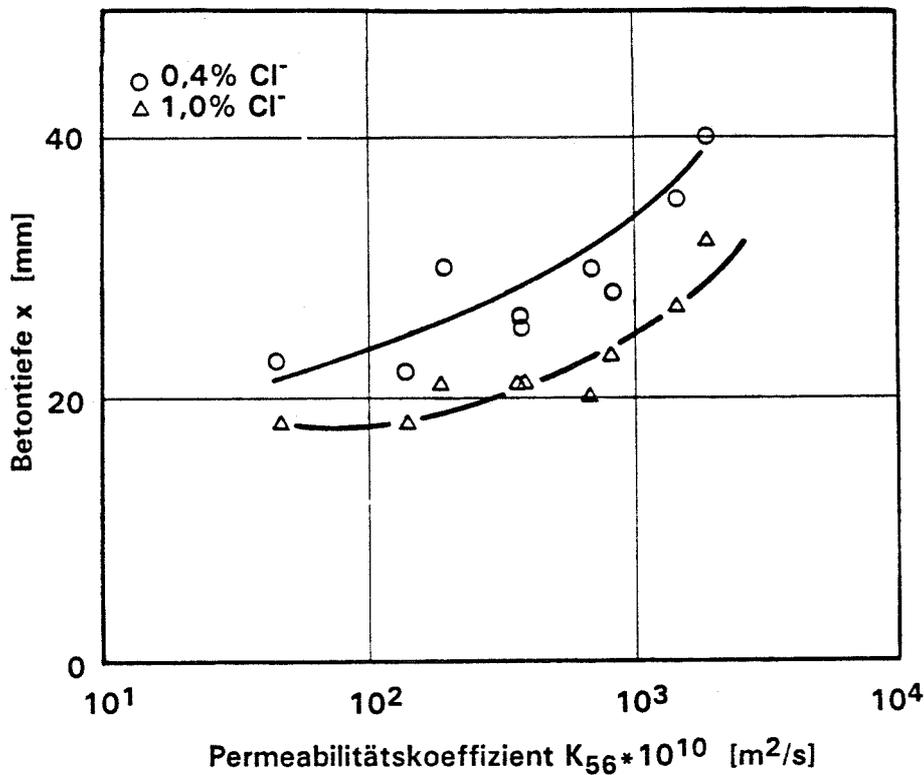


Bild 6.11: Zusammenhang zwischen den Betontiefen mit einem Chloridgehalt von 0,4 bzw. 1,0% und dem Permeabilitätskoeffizienten  $K_{56}$

Für die Versuchsreihen R, S und U wurden auch keine Betondruckfestigkeiten für unterschiedliche Nachbehandlungsdauern bestimmt, so daß auch eine Darstellung des Zusammenhanges zwischen Chlorideindringtiefe und Betondruckfestigkeit nicht möglich ist.

#### 6.4.5 Wasseraufnahme von Betonscheiben

##### 6.4.5.1 Allgemeine Überlegungen

Nach Abschnitt 2.7.3.1, Gl. 2.25a kann die Wasseraufnahme durch kapillares Saugen nach folgender Beziehung beschrieben werden:

$$\frac{w}{w_1} = \left(\frac{t}{t_1}\right)^n \quad (2.25a)$$

- mit  $w$  = aufgenommene Wassermenge/Bezugsfläche [ $\text{g}/\text{m}^2 \cdot \text{h}^n$ ]  
 $t$  = Dauer der Wasseraufnahme [h]  
 $w_1$  = aufgenommene Wassermenge/Bezugsfläche nach 1 Stunde  
[ $\text{g}/\text{m}^2 \cdot \text{h}^n$ ]  
 $t_1 = 1$  h  
 $n$  = Exponent

Für die in Abschnitt 4.5.4 beschriebenen Versuche und in Abschnitt 5.5.4 dargestellten Ergebnisse, in denen die aufgenommene Wassermenge in Abhängigkeit von der Zeit bestimmt wird, kann Gleichung 2.25a für  $t_1=1$  h folgendermaßen umgeformt werden:

$$\log w = n (\log t - \log t_1) + \log w_1 \quad (6.18)$$

mit  $t_1 = 1$  ist

$$\log w = n \cdot \log t + \log w_1 \quad (6.19)$$

In den Gleichungen 6.18 und 6.19 ist der Achsenabschnitt  $\log w_1$ , welcher die in der ersten Stunde aufgenommene Wassermenge beschreibt, ein Maß für die Wasseraufnahme der karbonatisierten Randschichten. Die Geradensteigung  $n$  könnte ein Kennwert der Wasseraufnahme der nicht karbonatisierten Schichten sein, obwohl nach den Darstellungen in Abschnitt 2.7.3 die Größe  $n$  vor allem von der Probenvorbereitung und der Versuchsmethodik beeinflusst wird. Die Werte für  $\log w_1$  und  $n$  sind in Tabelle 5.11 für die einzelnen Versuchsreihen zusammengestellt.

Neben der Korrelation mit dem Permeabilitätskoeffizienten gegenüber

Luft  $K_{56}$  nach Abschnitt 3.1 wird im folgenden auch die Korrelation mit dem Wasseraufnahmekoeffizienten  $M_{w56}$  nach Abschnitt 3.2, Gl. 3.14 untersucht.

$$M_{w56} = \frac{w_2 - w_1}{A(\sqrt{t_2} - \sqrt{t_1})} \quad (3.14)$$

Der Zusammenhang zwischen  $M_{w56}$  und  $w_1$  ergibt sich unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Dimensionen der Gl. 2.25a und Gl. 3.14 für  $n = 0,5$  und  $t_1 = 1$  Stunde zu

$$M_w = 0,0167 \cdot 10^{-6} \cdot w_1 \quad (6.20)$$

mit  $M_w$  = Wasseraufnahmekoeffizient [ $m/s^{0,5}$ ]

$w_1$  = aufgenommene Wassermenge/Bezugsfläche nach 1 Stunde  
[ $g/m^2 \cdot h^{0,5}$ ]

Selbst für  $n = 0,5$  ist der Zusammenhang zwischen  $M_w$  nach Gl. 3.14 und den experimentell bestimmten Werten für  $w_1$  nach Gl. 6.19, wie er durch Gl. 6.20 ausgedrückt ist, nicht notwendigerweise gegeben: Während  $M_w$  wegen der kurzen Versuchsdauer von wenigen Minuten vor allem die Eigenschaften der karbontisierten Betonrandzonen erfaßt, spiegelt die aus den Versuchsergebnissen als Achsenabschnitt für  $t = 1$  h gewonnene Größe  $w_1$  auch die Eigenschaften der tieferliegenden Querschnitte der Probewieder, die durch kapillares Saugen während der Versuchsdauer von ca. 600 h mit Wasser gefüllt wurde.

#### 6.4.5.2 Kapillares Saugen und Permeabilitätskoeffizient

In Bild 6.12 sind die durch Gl. 6.19 definierten Kennwerte  $w_1$  und  $n$  von Tabelle 5.11 über den Permeabilitätskoeffizienten nach Tabelle 5.4 in logarithmischem Maßstab aufgetragen. Für  $\log w_1 = f(K_{56})$  ergibt sich ein deutlicher linearer Zusammenhang, der von der Zementart abhängig ist. Der Exponent  $n$  liegt zwischen ca. 0,15 und 0,50 und nimmt mit steigendem Permeabilitätskoeffizienten zu. Dabei liegen die Werte für Betone aus Hochofenzementen deutlich unter den Werten für die Betone aus Portlandzement mit und ohne Flugaschezusatz.

Schon in der Literaturlauswertung in Abschnitt 2.7.3 wurde darauf hingewiesen, daß die Abhängigkeit des Exponenten  $n$  von anderen Kennwerten z.B. dem Permeabilitätskoeffizienten umstritten ist. Nach [78] ist es wahrscheinlich, daß sich bei Proben, die vor der Bestimmung der kapillaren

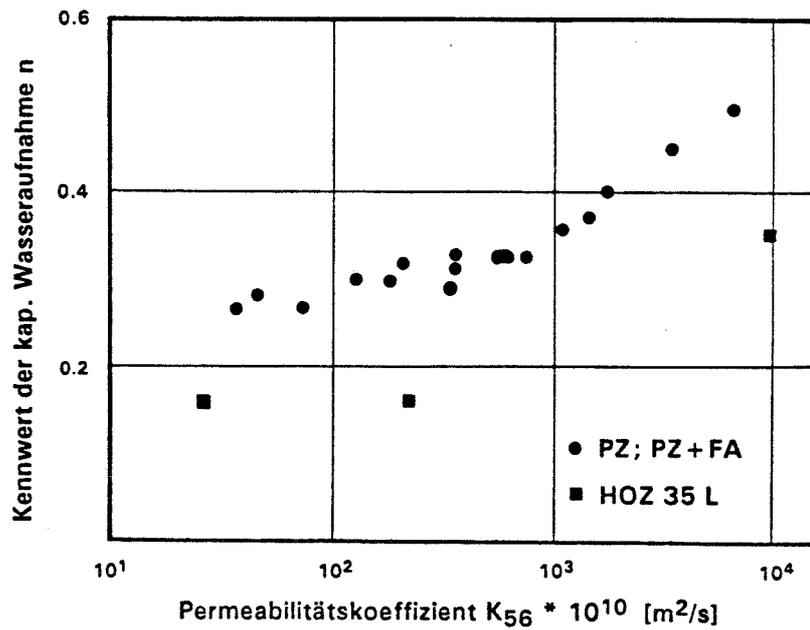
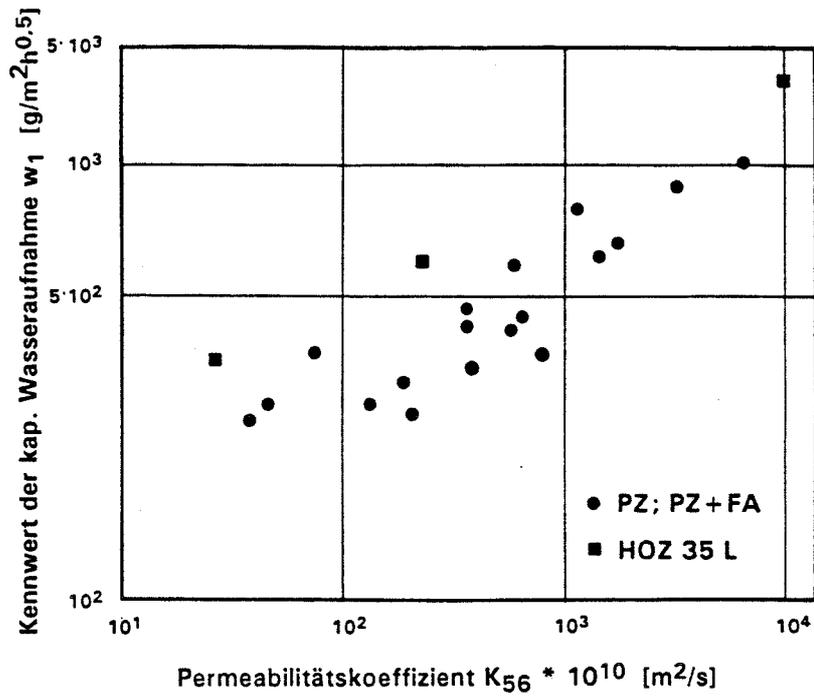


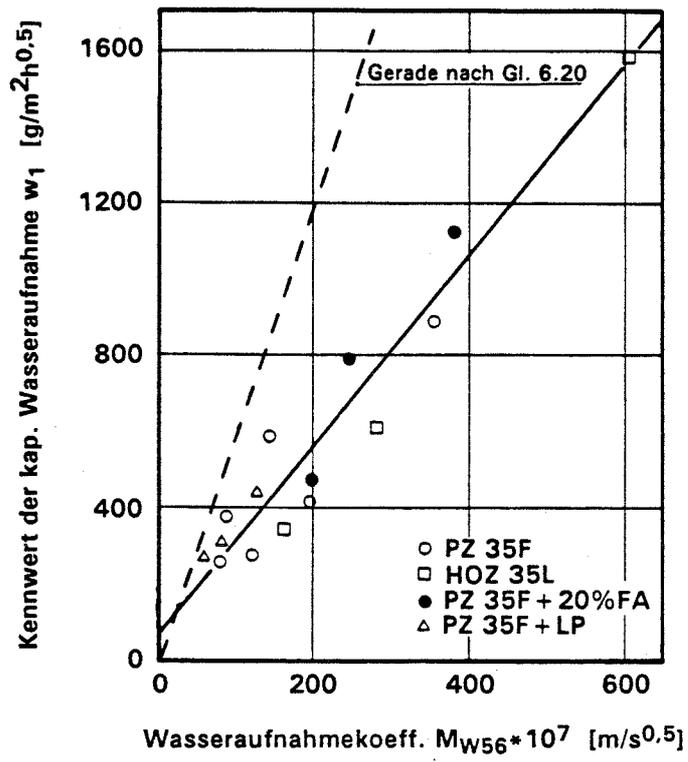
Bild 6.12: Zusammenhang zwischen Kennwerten der kapillaren Wasseraufnahme  $w_1$  bzw.  $n$  (Gl. 2.25a) und dem Permeabilitätskoeffizienten  $K_{56}$ .

Saugeigenschaften einen Zustand des Feuchtegleichgewichts erreicht haben, unabhängig vom tatsächlichen Feuchtegehalt stets ein Exponent  $n = 0,5$  einstellt. Diese Hypothese würde auch den Verlauf der  $w = f(\sqrt{t})$ -Beziehungen in den Anlagen 7 erklären. Mit steigender Versuchsdauer nehmen die Proben langsamer Wasser auf als sich bei einer  $\sqrt{t}$ -Abhängigkeit ergeben müßte. Die 40 mm dicken Proben haben nach 56-tägiger Lagerung im Klimaraum umso weniger ein Feuchtegleichgewicht erreicht, je dichter sie sind. Entsprechend nimmt ihr Wassergehalt vor dem Saugversuch mit steigender Entfernung von der, im Versuch wasserberührten, Oberfläche zu. Während des Saugversuches nimmt die Geschwindigkeit der Wasseraufnahme daher schneller ab als bei einer exakten  $\sqrt{t}$ -Abhängigkeit zu erwarten wäre. Lediglich bei sehr durchlässigen Proben, die vor dem Versuch eine nahezu gleichmäßige Feuchteverteilung über die Probendicke erreicht hatten, stellt sich ein Exponent  $n \sim 0,5$  ein.

Wegen dieser unzureichend definierten Randbedingungen wäre eine weitere Deutung der erzielten Versuchsergebnisse nur spekulativ.

#### 6.4.5.3 Kapillares Saugen und Wasseraufnahmekoeffizient

Bild 6.13 zeigt die Beziehung zwischen dem Kennwert  $w_1$  des kapillaren Saugens nach Gl. 2.25a und dem Wasseraufnahmekoeffizienten  $M_{w56}$  der Versuchsreihen A, B, G, I und R. Wie zu erwarten, besteht zwischen beiden Kenngrößen ein linearer Zusammenhang, der auch nach Gl. 6.20 zu erwarten war. Allerdings würde sich nach Gl. 6.20 für einen gegebenen Wasseraufnahmekoeffizienten ein wesentlich größerer Kennwert des kapillaren Saugens  $w_1$  ergeben, als er in den Versuchen beobachtet wurde. Ursache dafür kann sein, daß die Versuchsdauer zur Bestimmung von  $M_{w56}$  wesentlich kürzer ist als die Versuchsdauer zur Bestimmung von  $w_1$ . Somit erfaßt der Wasseraufnahmekoeffizient  $M_{w56}$  nur die Eigenschaften der Randzonen, die schon im Feuchtegleichgewicht mit der Umgebung stehen, während bei der Bestimmung von  $w_1$  auch das Verhalten der tieferliegenden und damit feuchteren Querschnitte mit erfaßt wird. Dieses Ergebnis unterstreicht die Bedeutung des Feuchtegleichgewichtes für das kapillare Saugverhalten.

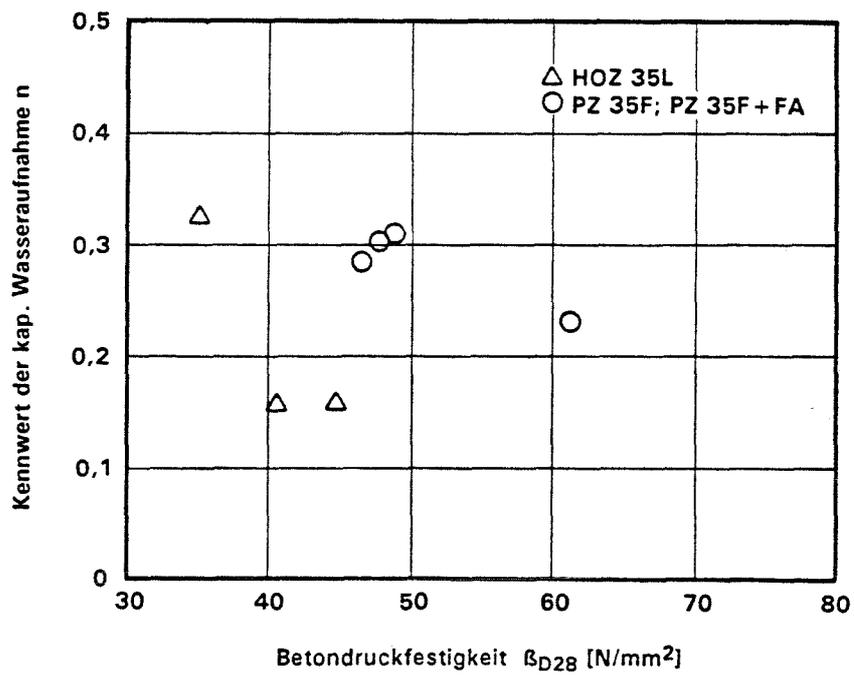
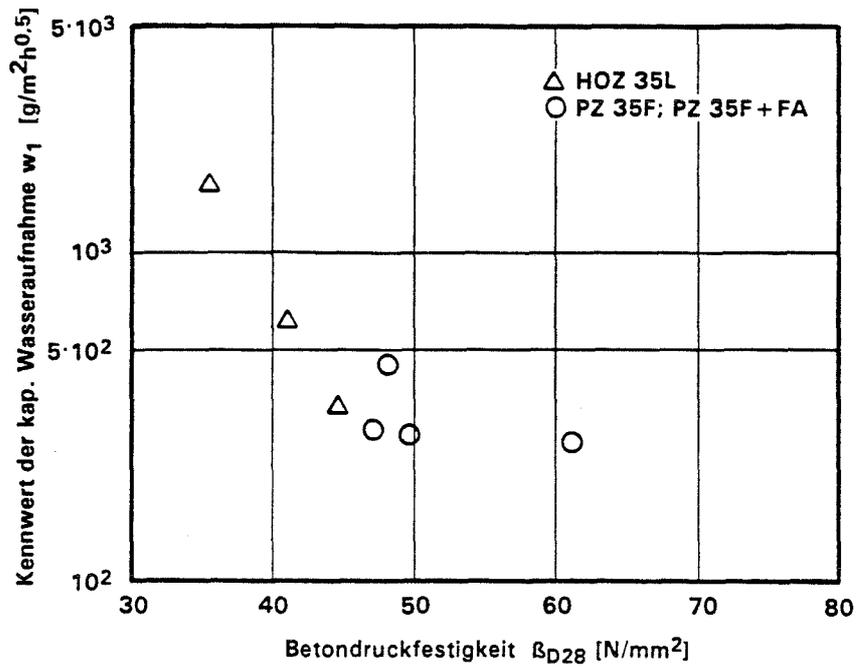


**Bild 6.13:** Zusammenhang zwischen dem Kennwert  $w_1$  des kapillaren Saugens nach Gl. 2.25a und dem Wasseraufnahmekoeffizienten  $M_{w56}$

#### 6.4.5.4 Kapillares Saugen und Druckfestigkeit

Bild 6.14 zeigt den Zusammenhang zwischen den Kenngrößen  $w_1$  bzw.  $n$  nach Tabelle 5.11 und der Betondruckfestigkeit  $\beta_{028}$  von Betonproben, die genauso nachbehandelt wurden, wie die Proben, an denen das kapillare Saugen bestimmt wurde. Da nur für eine begrenzte Anzahl von Versuchsreihen sowohl  $w_1$  bzw.  $n$  als auch die Betondruckfestigkeit bei gleicher Nachbehandlung bestimmt wurde, können aus den Auftragungen der Bilder 6.14 keine fundierten Schlüsse gezogen werden. Es ist aber festzustellen, daß mit steigender Druckfestigkeit  $\beta_{028}$  der Kennwert  $w_1$  abnimmt und daß bei gleicher Betondruckfestigkeit der Exponent  $n$  für Betone aus Hochofenzement geringer ist als für Betone aus Portlandzement. Dies war tendenziell aufgrund der vorangegangenen Diskussion des Zusammenhangs zwischen  $w_1$  bzw.  $n$  und dem Permeabilitätskoeffizienten  $K_{56}$  bzw. dem Wasseraufnahmekoeffizienten  $M_{w56}$  auch zu erwarten.

Ein relativ eindeutiger linearer Zusammenhang besteht zwischen den Logarithmen von  $M_{w56}$  und der Betondruckfestigkeit, auf den jedoch nicht näher eingegangen wird.



**Bild 6.14:** Zusammenhang zwischen  $w_1$  bzw.  $n$  nach Gl. 6.19 und der Betondruckfestigkeit  $B_{D28}$

### 6.4.6 Wassereindringtiefe

#### 6.4.6.1 Theoretische Ansätze

Im Wassereindringversuch läuft ein instationärer Permeationsvorgang ab, da bei gleichbleibendem äußeren Druck sich der Druckgradient mit der Zeit ändert. Unter der Annahme eines linearen Druckgradienten  $p/e(t)$  erhält man nach D'Arcy für das im Zeitintervall  $dt$  eingedrungene Wasservolumen  $dV$

$$dV = K_w \cdot A \cdot \frac{p}{e(p,t)} \cdot dt \quad (6.21)$$

Darin bedeuten

$V$	=	Wasservolumen [ $m^3$ ]
$t$	=	Einwirkungsdauer des Wassers [s]
$K_w$	=	Permeabilitätskoeffizient für Wasser [m/s]
$A$	=	druckbeaufschlagte Fläche
$p$	=	einwirkender Wasserdruck [m Wassersäule]
$e(p,t)$	=	Wassereindringtiefe zum betrachteten Zeitpunkt [m]

Das in einem Beton der Dicke  $d$  durch Permeation transportierte Wasservolumen  $dV$  beträgt

$$dV = A \cdot \psi_p \cdot de \quad (6.22)$$

Darin ist  $\psi_p$  = der Volumenanteil des Betons [ $m^3/m^3$ ], in dem durch Permeation Wasser transportiert wird

Durch Gleichsetzen von Gl. 6.21 und 6.22 und nachfolgender Integration erhält man für die Wassereindringtiefe zum Zeitpunkt  $t$

$$e(p,t) = \sqrt{\frac{2 K_w}{\psi_p} \cdot p \cdot t} \quad (6.23)$$

Für einen gegebenen Druck  $p$  und einen gegebenen Zeitpunkt  $t$  ist nach Gl. 6.23 die Wassereindringtiefe  $e(p,t)$  der Wurzel des Verhältnisses  $K_w/\psi_p$  proportional. Nach [124,145] kann für Werte von  $K_w < 10^{-14}$  [ $m^2$ ] von einer annähernden Proportionalität zwischen  $K_w$ , dem Permeabilitätskoeffizienten für Wasser und  $K$ , dem in den Versuchen bestimmten Permeabilitätskoeffizienten für Luft ausgegangen werden, so daß auch eine

Proportionalität zwischen der Wassereindringtiefe  $e(p,t)$  und  $K/\Psi_p$  bestehen müßte. Unbekannt ist jedoch die Größe  $\Psi_p$ . Dies ist der Volumenanteil der Poren, die am Wassertransport durch Permeation beteiligt sind. Mit zunehmender Gesamtporosität des Betons nehmen sowohl die Größe  $\Psi_p$  als auch der Permeabilitätskoeffizient  $K$  zu. Theoretische Überlegungen oder experimentelle Ergebnisse für den Zusammenhang zwischen  $e(p,t)$ ,  $K$  und  $\Psi_p$  liegen jedoch nicht vor.

In [162,164] wird ein Zusammenhang zwischen Wassereindringtiefe und dem Wasseraufnahmekoeffizienten aufgezeigt. Nach [162] ist

$$s(t) = \sqrt{2K_w \cdot h_0 \cdot t} \quad (6.24)$$

darin bedeuten:

- $s(t)$  = kapillare Steighöhe zum Zeitpunkt  $t$  [m]
- $t$  = Einwirkungsdauer des Wassers [s]
- $h_0$  = maximale Steighöhe [m]
- $K_w$  = Permeabilitätskoeffizient für Wasser [m/s]

Die maximale Steighöhe  $h_0$  hängt ab vom Durchmesser der Kapillaren und von der Oberflächenspannung des Wassers.

Nach Gl. 2.22a und 2.22b sowie 2.23 ist die kapillare Steighöhe

$$s(t) = \frac{M_w}{\Psi_K} \sqrt{t} \quad (6.25)$$

- wobei  $M_w$  = Wasseraufnahmekoeffizient [ $m/s^{0,5}$ ]
- $\Psi_K$  = Wasserkapazität [ $m^3/m^3$ ]

Aus den Gl. 6.23, 6.24 und 6.25 ergibt sich folgender Zusammenhang zwischen Wassereindringtiefe  $e(p,t)$  und dem Wasseraufnahmekoeffizient  $M_w$ :

$$e(p,t) = \frac{M_w}{\Psi_K} \sqrt{\frac{p}{\Psi_p \cdot h_0} \cdot t} \quad (6.26)$$

Für eine gegebene Einwirkungsdauer  $t$  während des Wassereindringversuches bei einem gegebenen Druck  $p$  sollte ein linearer Zusammenhang zwischen  $e(p,t)$  und  $M_w$  bestehen. Dabei ist jedoch zu beachten, daß die maximale Steighöhe  $h_0$  der maximale Wassergehalt des Betons nach dem kapillaren Saugen  $\Psi_K$  und der Porenanteil, in dem ein Permeationsvorgang abläuft,  $\Psi_p$ , keine Konstanten sind und ebenso von der Porenstruktur des Zementsteines wie auch von der Gesamtporosität des Betons abhängen. Angaben über den funktionalen Zusammenhang zwischen  $e(p,t)$  und  $K$  bzw. zwischen  $e(p,t)$  und  $M_w$  sind daher nur in ganz eingeschränktem Maß möglich.

#### 6.4.6.2 Wassereindringtiefe und Permeabilität

In Bild 6.15 ist die nach einer Einwirkungsdauer von 6 h bei einem Druck von 5 bar beobachtete Wassereindringtiefe  $e$  nach Tabelle 5.12 in Abhängigkeit von der Wurzel des Permeabilitätskoeffizienten gegenüber Luft  $\sqrt{K_{56}}$  aufgetragen. Für die Betone aus Portlandzement mit und ohne Flugasche ergibt sich ein nahezu linearer Zusammenhang zwischen beiden Größen, wie er nach Gl. 6.23 zumindest näherungsweise zu erwarten war. Dagegen ist für eine gegebene Permeabilität gegenüber Luft die Wassereindringtiefe von Betonen aus Hochofenzement deutlich geringer. Dies kann möglicherweise darauf zurückzuführen sein, daß Permeation von Luft oder Gasen kleinere Porenräume erfaßt als Permeation von Wasser. Bei gleichem Hydratationsgrad und Wasserzementwert hat nicht-karbonatisierter Zementstein aus Hochofenzement einen größeren Anteil aus feinen Poren als Zementstein aus Portlandzement. Diese feinen Poren erlauben noch den Transport von Luft, nicht aber den Transport von Wasser. Entsprechend müßte der Zusammenhang zwischen dem Permeabilitätskoeffizienten gegen Wasser und gegen Luft von der Zementart abhängen. Die vorliegenden Versuchsergebnisse reichen jedoch nicht für einen Nachweis dieses Zusammenhanges aus.

#### 6.4.6.3 Wassereindringtiefe und Wasseraufnahmekoeffizient

Bild 6.16 zeigt den Zusammenhang zwischen Wassereindringtiefe  $e$  nach Tabelle 5.12 und dem Wasseraufnahmekoeffizienten  $M_{w56}$  nach Tabelle 5.7. Der lineare Zusammenhang zwischen  $e$  und  $M_{w56}$  wird mit Ausnahme eines Meßwertes (Beton aus PZ 35F + FA, 7 Tage Nachbehandlung) in etwa bestä-

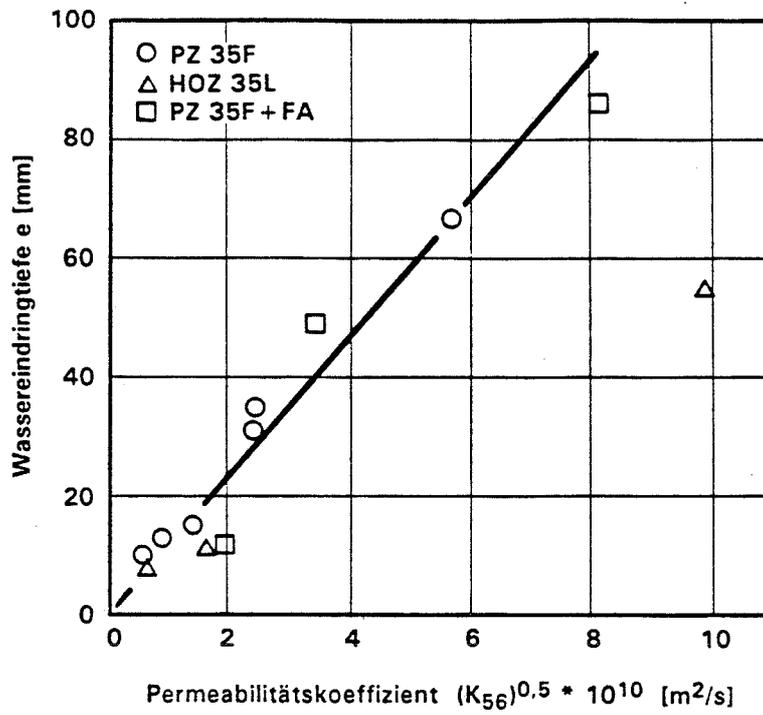


Bild 6.15: Zusammenhang zwischen Wassereindringtiefe e und Permeabilität gegenüber Luft  $K_{56}$

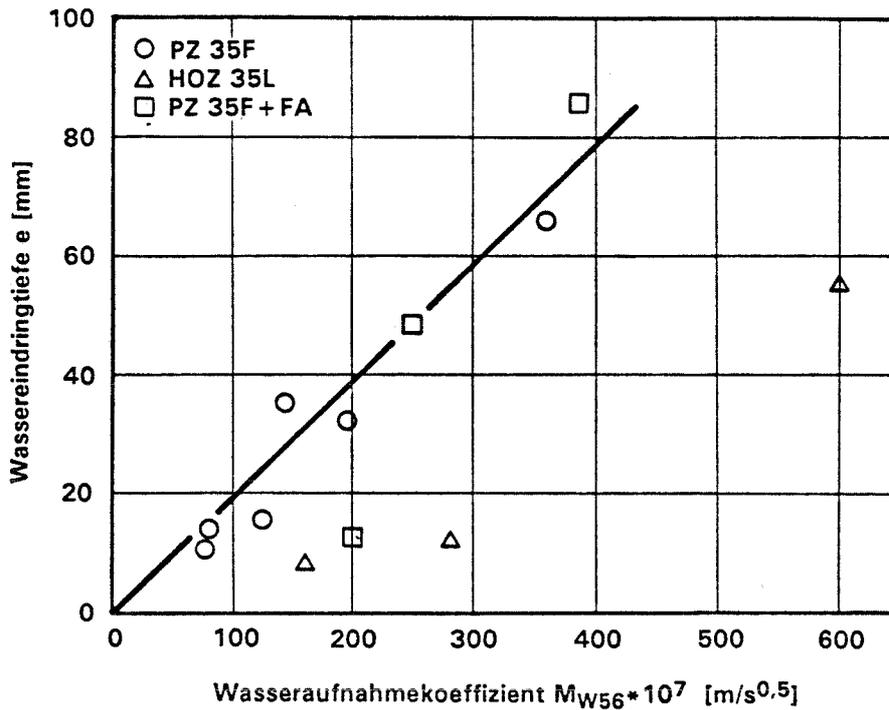


Bild 6.16: Zusammenhang zwischen Wassereindringtiefe e und Wasseraufnahmekoeffizient  $M_{W56}$

tigt. Aber auch hier ist die Wassereindringtiefe von Betonen aus Hochofenzement für einen gegebenen Wasseraufnahmekoeffizienten  $M_{w56}$  deutlich geringer als für Betone aus Portlandzement.

#### 6.4.6.4 Wassereindringtiefe und Druckfestigkeit

Da für 3 der 4 Serien, an denen die Wassereindringtiefe bestimmt wurde, Druckfestigkeiten lediglich bei Lagerung nach DIN 1048 vorliegen, reichen die Daten für eine sinnvolle Auswertung des Zusammenhangs zwischen Wassereindringtiefe und Betondruckfestigkeit nicht aus.

### 6.5 Folgerungen

Unter Einbezug der Literatursichtung lassen die in den Abschnitten 6.1 bis 6.4 dargestellten und diskutierten Versuchsergebnisse folgende allgemeine Schlüsse zu:

- Die Versuchsmethoden zur Bestimmung des Permeabilitätskoeffizienten gegenüber Luft und des Wasseraufnahmekoeffizienten, die für dieses Versuchsprogramm entwickelt wurden, sind zuverlässig und liefern gut reproduzierbare Ergebnisse. Sie erlauben eine deutliche Differenzierung zwischen Betonen mit hoher und mit weniger hoher potentieller Dauerhaftigkeit. Beide Methoden erfüllen die Anforderungen bezüglich Versuchsdauer und Reproduzierbarkeit etwa im gleichen Maße.
- Der Einfluß des Feuchtegehaltes der Proben auf den Permeabilitäts- und den Wasseraufnahmekoeffizienten, der im Rahmen dieses Versuchsprogrammes nur am Rande untersucht wurde, kann den Einfluß betontechnologischer Parameter so sehr überdecken, daß eine definierte Vorlagerung der Proben unabdingbar ist, um aussagefähige Ergebnisse zu erzielen.
- Versuchsmethodik und Vorlagerung der Proben, wie sie in diesem Programm angewendet wurden, können noch verbessert werden. Bezüglich der erforderlichen Vorlagerung sollte eine gezielte Vortrocknung der Proben untersucht werden mit der, eine über die Probendicke gleichmäßige Feuchteverteilung und ein in allen Proben gleicher relativer Dampfdruck zum Zeitpunkt der Prüfung zumindest annähernd sichergestellt werden kann.

Die Methode zur Bestimmung des Wasseraufnahmekoeffizienten sollte so weiterentwickelt werden, daß kapillares Saugen in einer Richtung parallel zur benetzten Oberfläche ausgeschlossen wird. Vorschläge dazu sind in [164] zu finden. Für die Bestimmung des Permeabilitätskoeffizienten können auch Scheiben mit einer Dicke von 50 mm verwendet werden, wenn deren Permeabilität gegen Luft z.B. durch eine gezielte Vortrocknung erhöht wird.

- Sowohl der Permeabilitätskoeffizient gegenüber Luft als auch der Wasseraufnahmekoeffizient korrelieren gut mit Kennwerten, die den Korrosionswiderstand von Beton charakterisieren. Dies gilt insbesondere für die Karbonatisierungstiefe eines Betons, der unter definierten klimatischen Bedingungen gelagert ist. Auch der Frostwiderstand eines Betons ohne künstliche Luftporen und der Widerstand gegen das Eindringen von Wasser oder von Chloridionen sind mit Permeabilität gegenüber Luft und Wasseraufnahmekoeffizient gut korrelierbar.
- Permeabilitäts- und Wasseraufnahmekoeffizienten genügen aber nicht als alleinige Information, um den Widerstand eines Betons gegen einen bestimmten korrosiven Angriff abschätzen zu können. Insbesondere die Kenntnis der Bindemittelart ist als zusätzliche Vorinformation unabdingbar. Dies gilt vor allem für die Karbonatisierung sowie für den Widerstand gegen chemische Angriffe und gegen das Eindringen von Chloridionen. Der Einfluß der Bindemittelart auf das Eindringen von Chloridionen in Beton ist aus der Literatur bekannt, wurde im Rahmen der vorliegenden Untersuchungen jedoch nicht erfaßt. Zur Abschätzung des Frost- und des Frost-Tausalzwidestandes eines Betons sind Angaben über den Gehalt an künstlichen Luftporen unabdingbar, mögliche Ausnahme können hier sehr dichte Betone sein.
- Es kann noch keine endgültige Aussage darüber getroffen werden, welcher der beiden hier untersuchten Methoden, Permeabilitätskoeffizient gegenüber Luft und Wasseraufnahmekoeffizient, der Vorzug zu geben ist. Dazu sind neben weiteren experimentellen Untersuchungen auch theoretische Überlegungen über die Korrelierbarkeit des Widerstandes gegen das Eindringen unterschiedlicher Medien - flüssig oder gasförmig - und die verschiedenen Transportmechanismen - Diffusion, Permeation und kapillares Saugen - anzustellen.

- Die Betondruckfestigkeit kann - wenn auch in stark eingeschränktem Maß - zur Abschätzung der potentiellen Dauerhaftigkeit eines Betons mit herangezogen werden. Voraussetzung dazu ist aber, daß die Proben, an denen die Druckfestigkeit bestimmt wird, auf gleiche Art nachbehandelt und gelagert werden wie die Proben, an denen die Dauerhaftigkeitseigenschaften bestimmt werden.
  
- Keine der hier untersuchten möglichen Kennwerte - an Parallelproben gemessene Permeabilität gegenüber Luft, Wasseraufnahmekoeffizient oder Druckfestigkeit - können die Einflüsse auf die Dauerhaftigkeit einer Betonkonstruktion erfassen, welche durch die Herstellung des Bauwerkes vor Ort bestimmt werden. Dies sind insbesondere die Verdichtung und die Nachbehandlung des potentiell dauerhaften Betons im Bauwerk.

## 7. Anwendungsbeispiele zur Vorhersage der Dauerhaftigkeit von Stahlbetonkonstruktionen

### 7.1 Allgemeines

Eine rechnerische Abschätzung der Lebensdauer einer Betonkonstruktion setzt voraus, daß die zu erwartenden Umweltbedingungen, denen das Bauwerk ausgesetzt sein wird, mit einiger Zuverlässigkeit vorhergesagt werden können und daß ein funktionaler Zusammenhang zwischen dem zeitlichen Ablauf einer bestimmten Korrosionsform und der zeitlichen Entwicklung eines Werkstoffkennwertes, der Aufschluß über die Dichtheit des Betons geben kann, bekannt ist. Im Rahmen der vorliegenden Untersuchungen wurden als mögliche Kennwerte bestimmt:

- die Permeabilität von Betonscheiben gegenüber Luft,
- der Wasseraufnahmekoeffizient von Beton,
- die Betondruckfestigkeit.

Die Versuchsergebnisse zeigten, daß sowohl die Permeabilität gegenüber Luft als auch der Wasseraufnahmekoeffizient mit verschiedenen Korrosionsformen gut korrelieren. Wegen der etwas breiteren experimentellen Basis wird im folgenden jedoch nur die Permeabilität von Beton als Kenngröße weiter verfolgt, obwohl dies grundsätzlich auch für den Wasseraufnahmekoeffizienten möglich wäre.

Da lediglich für die Korrosionsform Karbonatisierung ausreichend wirklichkeitsnahe Ergebnisse vorliegen, die auf der Basis bestimmter, in Abschnitt 7.2 beschriebener Ausnahmen, auch auf baupraktische Verhältnisse umgesetzt werden können, beschränken sich die weiteren Überlegungen auf den Fall der Karbonatisierung.

Aber auch die hierfür erzielten Ergebnisse sollten zunächst nur als exemplarisch betrachtet werden, da endgültige Aussagen eine Verbreiterung der theoretischen Basis, sowie Verbesserungen der Versuchsmethodik und praktische Erfahrungen im Umgang mit diesen Methoden voraussetzen.

Schließlich ist stets zu beachten, daß andere Einflußgrößen, z.B. die Verdichtung und Nachbehandlung des Betons und insbesondere die Dicke der Betonüberdeckung der Bewehrung, die Lebensdauer der Betonkonstruktion ebenso oder sogar mehr beeinflussen können als die potentielle Dichtheit einer bestimmten Betonzusammensetzung. Schließlich ist die Karbonatisie-

rung nicht in allen Fällen ein maßgebendes Kriterium für die Lebensdauer einer Stahlbetonkonstruktion. Sie ist es nur dann, wenn alle Kriterien erfüllt sind, die Voraussetzung für die Korrosion von Stahl in Beton sind. In trockenen Innenräumen wird die Lebensdauer einer Stahlbetonkonstruktion nicht dadurch begrenzt, daß die Karbonatisierungsfront eine bestimmte Tiefe, z.B. die Lage der Bewehrung oder einen größeren Grenzwert, erreicht.

Abschnitt 7 beschreibt das mögliche Vorgehen zur Umsetzung der Forschungsergebnisse in die Praxis. Dieses Vorgehen hat Modellcharakter. Die angegebenen Zahlenwerte sind Beispiele, die nicht unmittelbar als verbindlich angesehen werden können. Bevor kritische Grenzwerte der Permeabilität zur Kennzeichnung der Dauerhaftigkeit festgelegt werden können, sind weitere Untersuchungen erforderlich.

## 7.2 Grenzwerte der Permeabilität

### 7.2.1 Grenzwerte, die sich aus den Korrosionsversuchen ergeben

Eine Möglichkeit, Grenzwerte des Permeabilitätskoeffizienten in Verbindung mit der Karbonatisierung angeben zu können, gibt der in Abschnitt 6.4.2.1 dargestellte Zusammenhang zwischen Permeabilitätskoeffizient und Karbonatisierungstiefe gemäß Gleichung 6.14.

Daraus kann abgeschätzt werden, welchen Permeabilitätskoeffizienten ein Beton höchstens aufweisen darf, damit die Karbonatisierungsfront erst nach einer bestimmten Zeit die Bewehrung erreicht.

Da der Permeabilitätskoeffizient nicht am Bauwerk selbst, sondern an Parallelproben bestimmt wird, sei ausdrücklich darauf hingewiesen, daß nachfolgendes Beispiel einschließlich Gl. 6.14 nur zur Abschätzung von erforderlichen Grenzwerten des Permeabilitätskoeffizienten herangezogen werden kann, nicht jedoch zur Abschätzung von tatsächlich zu erwartenden Karbonatisierungstiefen am Bauwerk. Besonders hervorzuheben ist auch, daß die so abgeleiteten Grenzwerte des Permeabilitätskoeffizienten stets in Verbindung mit einer bestimmten Prüfmethode einschließlich der Probenvorlagerung zu sehen sind.

Für Bauteile im Freien staffelt die DIN 1045 die erforderliche Mindestbetondeckung je nach Stabdurchmesser der Bewehrung, Betonfestigkeitsklasse

und Umweltbedingungen, siehe Anlage 1.2. Für das hier untersuchte Beispiel wird eine Betondeckung von 25 mm zugrunde gelegt.

Die größten Karbonatisierungstiefen sind zu erwarten, wenn der Beton über längere Zeit bei rel. Luftfeuchten über 50 % austrocknen kann. Dies betrifft Betonbauteile in Innenräumen oder Außenbauteile, die vor Niederschlag geschützt sind und von Wind umweht werden.

Ein Schadensrisiko für Stahlbeton durch die Karbonatisierung besteht jedoch nur, wenn gleichzeitig

- der alkalische Schutz des Stahles im Beton fehlt, weil der Beton karbonatisiert ist
- und
- ausreichend Feuchte am Stahl vorhanden ist. Dann wirkt das Porenwasser als Elektrolyt und enthält i.a. für die Stahlkorrosion ausreichend Sauerstoff.

Korrodiert der Stahl, ist dies neben einer Querschnittsverminderung mit der Bildung von Oxiden, die ein größeres Volumen haben als der Stahl selbst, verbunden. Durch den so entstehenden Druck wird die Betonüberdeckung abgesprengt, und der Stahl liegt ungeschützt an der Luft.

Eine Korrosionsgefahr besteht nicht für Betonbauteile, die häufig durchnäßt werden und auf denen das Wasser stehen kann, solange keine Chloride eindringen. Diese Bauteile karbonatisieren so langsam, daß der Stahl über lange Zeiten alkalisch geschützt ist.

Betonbauteile, die keinem Regen und keinen hohen Luftfeuchten ausgesetzt sind, karbonatisieren zwar relativ schnell, eine Korrosionsgefahr besteht trotzdem nicht, da die für die Stahlkorrosion notwendige Feuchte fehlt.

Demzufolge sind nur die Bauteile als Folge der Karbonatisierung korrosionsgefährdet, die wechselnden Klimabedingungen ausgesetzt sind, d.h. die bis zur Bewehrung so weit austrocknen, daß  $\text{CO}_2$  eindringen kann und die anschließend z.B. durch Regen durchfeuchtet werden. Zu dieser Gruppe von Bauteilen zählen die meisten vertikalen Außenbauteile, die nicht vor Regen geschützt sind.

Ebenso gefährdet sind Bauteile oder Bereiche von Bauteilen, die i.d.R. vor Regen geschützt sind, aber bei Schlagregen hoher Intensität durchnäßt werden. Da sie tief karbonatisieren können, ist die Dauer, über die ausreichend Feuchte im Beton vorliegt, d.h. die Häufigkeit des Schlagregens über die Lebensdauer des Bauwerkes und die Trocknungsgeschwindigkeit, bestimmend für die Korrosionsrate des Stahles und damit für das Schadensrisiko des Betons.

Um die Grenzwerte der Permeabilität für Betone, die verschiedenen Klimaten ausgesetzt sind, bestimmen zu können, muß das Entwicklungsgesetz der Karbonatisierung in den verschiedenen Umgebungsbedingungen bekannt sein.

Der Verlauf der Karbonatisierung über einen längeren Zeitraum wurde von Wierig an Proben ermittelt, die entweder im Labor bei 20° C, 65 % r.F., im Freien unter Dach oder im Freien ungeschützt horizontal gelagert wurden [43]. Die Ergebnisse, welche die Entwicklung der Karbonatisierungstiefe über 16 Jahre darstellen, wurden für diesen Bericht erneut analysiert. Dazu wurde der folgende Exponentialansatz gewählt.

$$x_{u,t} = a \cdot t^b \quad (7.1)$$

- $x_{u,t}$  = Karbonatisierungstiefe nach t Jahren unter den Klimabedingungen u [mm]  
a = Faktor [mm/Jahr<sup>b</sup>]  
b = Exponent, der die Geschwindigkeit der Karbonatisierung beschreibt.  
t = Dauer der Karbonatisierung [Jahre]

Diese Analyse wurde für Betone mit einem Wasserzementwert von 0,60 durchgeführt, da dies der maximal zulässige Wert für Außenbauteile ist. Für solche Betone sind die größten Karbonatisierungstiefen zu erwarten, die Grenzwerte liegen auf der sicheren Seite. Es ergeben sich für Betone aus 3 Portlandzementen, 4 Hochofenzementen und 2 Eisenportlandzementen mit w/z = 0,60 die Kennwerte nach Tab. 7.1.

Umgebungsbedingung	Faktor a	Exponent b
Labor (20° C, 65 % r.F.)	3,0 - 6,5	0,45 - 0,50
im Freien unter Dach (vor Regen geschützt)	2,6 - 4,9	0,36 - 0,40
im Freien, horizontal (ungeschützt)	0,9 - 3,2	0,12 - 0,16

Tabelle 7.1 Kennwerte für den Karbonatisierungsfortschritt nach Gleichung 7.1 für Betone in klimatisch verschiedenen Umgebungen nach Versuchen in [43].

Demnach ist das  $\sqrt{t}$ -Gesetz der Karbonatisierung nur gültig für Laborbedingungen, d.h. Karbonatisierung in einer Umgebungsfeuchte von 65 % r.F.. Bei der Lagerung im Freien unter Dach ist der Exponent schon deutlich kleiner als 0,5. Liegen die Probekörper ungeschützt im Freien, so sinkt der Exponent der Zeitfunktion auf Werte unter 0,2 (siehe auch Abschnitt 2.7.1.2).

Zur Beschreibung des Karbonatisierungsverhaltens von Betonen in anderen klimatischen Umgebungen als 20° C, 65 % r.F. werden die zugehörigen Karbonatisierungstiefen ins Verhältnis gesetzt und durch Regression die Koeffizienten bestimmt:

$$\frac{x_{u,t}}{x_{L,t}} = \frac{a_{u,t}}{a_{L,t}} \cdot \frac{t^{bu}}{t^{bL}} \quad (7.2)$$

$$\frac{x_{u,t}}{x_{L,t}} = A \cdot t^B \quad (7.3)$$

- mit  $x_{u,t}$  = Karbonatisierungstiefe in der Umgebung u nach t Jahren [mm]  
 $x_{L,t}$  = Karbonatisierungstiefe im Labor, 20° C / 65 % r.F. nach t Jahren [mm]  
t = Karbonatisierungsdauer [Jahre]

$a_L, b_L$  = Faktor [mm/Jahr<sup>b</sup>] bzw. Exponent [-] für Laborklima  
 $a_u, b_u$  = Faktor [mm/Jahr<sup>b</sup>] bzw. Exponent [-] für Klima u

$A = \frac{a_{u,t}}{a_{L,t}}$  = Faktor, der sich aus der Analyse der Verhältnisse  $x_u/x_L$  zu den Zeiten  $t$  aus den Ergebnissen aus [43] ergibt

$B = b_u - b_L$  = Exponent, der sich aus der Analyse der Verhältnisse  $x_u/x_L$  zu den Zeiten  $t$  aus den Ergebnissen aus [43] ergibt

Aus den Versuchsergebnissen nach [43] erhält man für die Beziehung zwischen Karbonatisierung im Freien unter Dach, vor Regen geschützt und Karbonatisierung im Labor:

$$x_{iFuD,t} = x_L \cdot 0,80 \cdot t^{-0,12} \quad (7.4)$$

Für die Beziehung zwischen Karbonatisierung im Freien, ungeschützt (horizontal) und Karbonatisierung im Labor ergibt sich:

$$x_{iFh,t} = x_L \cdot A_{iFh} \cdot t^{-0,36} \quad (7.5)$$

mit  $x_{iFuD,t}$  = Karbonatisierungstiefe im Freien unter Dach bei einer über das Jahr gemittelten Feuchte von 78 % r.F. [mm]  
 $x_{iFh,t}$  = Karbonatisierungstiefe im Freien, ungeschützt (horizontal) bei 160 Regentagen und 30 Schneetagen pro Jahr [mm]  
 $x_L$  = Karbonatisierungstiefe im Labor bei 65 % r.F. [mm]  
 $t$  = Karbonatisierungsdauer [Jahre]

$$A_{iFh} = \begin{cases} 0,27 \text{ für PZ} \\ 0,39 \text{ für EPZ} \\ 0,44 \text{ für HOZ mit 45 - 50 \% HS} \\ 0,49 \text{ für HOZ mit 75 \% HS} \end{cases}$$

Demnach ist der Koeffizient  $A_{iFh}$  deutlich von der Zementart abhängig.

Für vertikale, dem Regen ausgesetzte Außenbauteile sind die nach Gleichung 7.4 ermittelten Karbonatisierungstiefen im allgemeinen zu groß, da eine zeitweise Regenbeaufschlagung den Karbonatisierungsfortschritt deutlich bremst. Andererseits sind die nach Gl. 7.5 ermittelten Werte zu klein, da vertikale Außenbauteile mehr austrocknen als horizontale und damit tiefer karbonatisieren.

In der Literatur konnten keine Untersuchungen über den Karbonatisierungsfortschritt von natürlich bewitterten, dem Regen ausgesetzten und vertikalen Betonflächen gefunden werden. Einen gewissen Anhaltspunkt liefern Untersuchungen von Gräf und Bonzel [165], die über Karbonatisierungstiefen nach 3 Jahren von Betonproben berichten, deren vertikale Flächen dem Regen ausgesetzt waren. Es wurden Betone aus einem Portlandzement und aus einem Hochofenzement mit niedrigem HS-Gehalt untersucht.

Für Betone mit  $w/z = 0,60$  ergaben sich als Verhältniswerte nach 3 Jahren:

für PZ:  $x_{iFv} / x_L = 0,37$

für HOZ:  $x_{iFv} / x_L = 0,51$

Dabei ist  $x_{iFv}$  = Karbonatisierungstiefe bei Lagerung im Freien, vertikale Flächen dem Regen ausgesetzt [mm]  
 $x_L$  = Karbonatisierung bei Lagerung im Labor 20° C, 65 % r.F. [mm]

Aus den vorliegenden Versuchsergebnissen kann der Exponent  $b$  nach Gl. 7.1 für die Lagerung im Freien, vertikale Flächen ungeschützt, nicht abgeleitet werden. Er sollte zwischen den Werten für Lagerung im Freien unter Dach  $b_u = 0,38$  und im Freien, horizontal ungeschützt  $b_u = 0,14$  liegen. Wird ein Wert von  $b_{iFv} = (0,38 + 0,14)/2 \sim 0,25$  angenommen, so erhält man für den Exponenten  $B$  nach Gl. 7.3 einen Wert von  $0,25 - 0,50 = -0,25$ . Dann ergibt sich für den Karbonatisierungsfortschritt vertikaler Flächen bei ungeschützter Lagerung im Freien  $x_{iFv}$  Gl. 7.6

$$x_{iFv,t} = x_L \cdot A_{iFv} \cdot t^{-0,25} \quad (7.6)$$

Für den Koeffizienten  $A_{iFv}$  in Gl. 7.6 sollte eine ähnliche Abhängigkeit von der Zementart erwartet werden, wie sie sich für die Koeffizienten  $A_{iFh}$  bei horizontaler, ungeschützter Lagerung ergab. Entsprechende Un-

tersuchungsergebnisse liegen jedoch nicht vor, so daß  $A_{iFv}$  lediglich aus den Untersuchungen von Gräf und Bonzel [165] abgeschätzt werden kann. Man erhält mit den Verhältniszahlen  $x_{iFv} / x_L = 0,37$  (PZ) bzw.  $x_{iFv} / x_L = 0,51$  (HOZ):

$$A_{iFv} = \begin{cases} 0,49 & \text{für Betone aus PZ} \\ 0,67 & \text{für Betone aus HOZ} \end{cases}$$

Unter der Annahme, daß die Gl. 7.4 bis 7.6 auch für lange Karbonatisierungsdauern gültig sind, kann man die wahrscheinlichen Karbonisierungstiefen in verschiedenen klimatischen Umgebungen aus den im Labor ermittelten Werten vorhersagen.

Zusammen mit der Beziehung nach Gleichung 6.14 und der Vorgabe, daß die Karbonisierungsfront nach 50 Jahren 25 mm tief im Beton liegen darf, können Grenzwerte für die erforderliche Dichte bzw. Permeabilität von Parallelproben, die bis zum Alter von 56 Tagen bei 20° C und 65 % r.F. lagerten, abgeschätzt werden.

Für den Fall einer Karbonatisierung vertikaler, ungeschützter Betonflächen aus Portlandzement erhält man aus Gl. 7.6

$$x_L = 25 / (0,49 \cdot 50^{-0,25}) = 135,67 \text{ mm.}$$

Mit  $K_0 = 2 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$  in Gl. 6.14 ergibt sich dann

$$\text{grenz } K_{56} = 270000 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$$

Für Betonflächen aus Hochofenzement ist  $x_L = 99,22 \text{ mm}$ . Mit

$K_0 = 1 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$  ist dann

$$\text{grenz } K_{56} = 3900 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$$

Auf ähnliche Weise kann die erforderliche Grenzpermeabilität für Bauteile im Freien, die vor Regen geschützt sind, mit den Werten der Tabelle 7.1 bestimmt werden. Der denkbar ungünstigste Fall für ein Schadensrisiko infolge Karbonatisierung von Stahlbeton ergibt sich für Bauteile, die tief austrocknen können (z. B. durch Sonneneinstrahlung und Wind) und nur selten durch intensiven Schlagregen bis zur Bewehrung durchfeuchtet werden.

Dies können der Wetterseite abgewandte Oberflächen von Schornsteinen oder Kühltürmen oder der Stützenfuß in einem Eingangsbereich, der nur selten

bei Schlagregen durchnäßt wird, sein. Näherungsweise wird angenommen, daß diese Umweltbedingungen einer Lagerung im Labor bei 65 % r.F. 20° C entsprechen. Dann kann die Grenzpermeabilität aus Gl. 6.14 abgeschätzt werden. Es ergibt sich

$$\text{grenz } K_{56} = 300 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s} \text{ für Betone aus Portlandzement}$$

$$\text{grenz } K_{56} = 16 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s} \text{ für Betone aus Hochofenzement}$$

Die zulässige Permeabilität von Parallelproben aus dem im Bauteil eingebrachten Beton ist, unter der Annahme gleicher Verdichtung und Nachbehandlung wie im Labor, für unterschiedliche Umgebungen in Tabelle 7.2 aufgelistet.

Zementart w/z-Wert	Umgebungsbedingung	Grenzwert der Permeabilität $K_{56} \cdot 10^{10} \text{ [m}^2/\text{s]}$	erf. Nachbehandlungs- dauer <sup>*1</sup> [d]
PZ 35 F w/z = 0,60	Labor (20°C / 65 % r.F.)	300	5,2
	im Freien, unter Dach (78 % r.F. i.J.M.)	5000	1,0
	im Freien, vertikal (ungeschützt in 78 % r.F. i.J.M.)	270000	< 1 <sup>**</sup>
HOZ 35 L w/z = 0,60	Labor (20°C / 65 % r.F.)	16	(-) <sup>**3</sup>
	im Freien, unter Dach (78 % r.F. i.J.M.)	250	6,4
	im Freien, vertikal (ungeschützt in 78 % r.F. i.J.M.)	3900	1,9
<p>*1 erforderliche Dauer der feuchten Nachbehandlung der Proben, um die Grenzwerte der Permeabilität zu erreichen.</p> <p>*2 Für die erforderliche Dichtigkeit ist nur eine kurze Dauer der Nachbehandlung erforderlich. Andere Parameter, wie z.B. Schwindrißgefahr oder Mindestfestigkeit zum Zeitpunkt des Ausschalens, sind für die Dauer der Nachbehandlung maßgebend.</p> <p>*3 Diese Dichtigkeit ist mit einem w/z-Wert von 0,60 nicht zu erreichen. Es müßte ein Beton mit deutlich geringerem w/z-Wert vorgesehen werden oder die Betonüberdeckung müßte größer sein.</p>			

**Tabelle 7.2:** Zulässige Permeabilitätskoeffizienten  $K_{56}$  und erforderliche Nachbehandlungsdauern an Parallelproben, so daß die Karbonatisierungstiefe der Bauteile aus den im Versuchsprogramm untersuchten Betonen nach 50 Jahren in den unterschiedlichen Umgebungen 25 mm beträgt.

Untere Grenzwerte des Permeabilitätskoeffizienten können auch direkt aus den Versuchsergebnissen abgeleitet werden. So zeigen die Bilder 6.11 und 6.12, daß eine Reduzierung des Permeabilitätskoeffizienten unter  $K_{56} \sim 250 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$  weder für die Betone aus Portlandzement noch aus Hochofenzement zu einer deutlichen Reduzierung der Eindringtiefe von Chloriden noch zu einer deutlichen Reduzierung der Geschwindigkeit des kapillaren Saugens führt. Hier ist allerdings zu überprüfen, ob sich dieses Ergebnis auch dann einstellt, wenn die Proben vor der Bestimmung des Permeabilitätskoeffizienten eine gleichmäßig verteilte und gleich große relative Feuchte aufweisen.

### 7.2.2 Grenzwerte, die sich aus den Festlegungen der Normen ergeben

Für die Aufstellung von Grenzwerten des Permeabilitätskoeffizienten kann auch ein Vergleich der in nationalen und internationalen Normen festgelegten Regeln bezüglich der Betonzusammensetzung und Nachbehandlung mit den in diesem Bericht dargestellten Permeabilitätswerten an bestimmten, diesen Regeln entsprechenden Betonen dienen.

Diese Grenzwerte müssen je nach Umweltklasse gestaffelt werden. Im folgenden wird für einzelne Umweltklassen die in der ENV 206 [13] gegebene Einteilung gewählt, die in Tabelle 2.1 wiedergegeben ist.

Für die Zusammensetzung der Betone, hier bestimmt durch den maximal zulässigen Wasserzementwert, werden die in der ENV 206 (Tabelle 2.6 dieses Berichtes) bzw. die in DIN 1045 angegebenen Grenzwerte zugrunde gelegt.

Für die Festlegung der erforderlichen Nachbehandlung diene die vom Deutschen Ausschuß für Stahlbeton herausgegebene "Richtlinie zur Nachbehandlung von Beton" [18] und die entsprechenden Anforderungen der ENV 206.

Als Umgebungsbedingung während der Nachbehandlung wurde dabei die Klasse II "mittlere Einwirkung" (siehe Anlage 1.3) zugrundegelegt.

In Tabelle 7.3 sind die Permeabilitätskoeffizienten angegeben, die sich bei Einhaltung des für eine Umweltklasse zulässigen Wasserzementwertes und der erforderlichen Nachbehandlungsdauer nach den Regelungen der DIN 1045 ergeben. In Tabelle 7.4 sind die entsprechenden Werte für die Anforderungen der ENV 206 zusammengestellt. Die Nachbehandlungsdauern ergeben sich aus dem w/z-Wert und der Festigkeitsklasse der Zemente, unabhängig von den Umweltklassen. Die Vorschriften enthalten zwar Hinweise, daß bei

Bauteile nach DIN 1045 <sup>2</sup>	max. zul. w/z-Wert nach DIN 1045	Nachbehandlungsdauer nach DAfStb-Richtlinie <sup>1</sup> für Umgebungsbedingung II	max. $K_{56} \cdot 10^{10}$ ermittelt im Versuchsprogramm in Abhängigkeit von der Zementart [m <sup>2</sup> /s]
Innenbauteile	0,75 <sup>5</sup>	alle Zemente 1d	PZ 45F > 750 PZ 35F > 9500 PKZ 35F > 2500 HOZ 35L > 6500
Außenbauteile	0,60	Z 35F, Z 45, Z 55: 3d Z 35L: 4d	PZ 45F 250 PZ 35F 550 PKZ 35F 900 HOZ 35L 550
Betone mit besonderen Eigenschaften, z.B. <sup>3</sup>			
hohem Frostwiderstand <sup>4</sup>	0,60	Z 35F, Z 45, Z 55: 3d Z 35L: 4d	PZ 45F 250 PZ 35F 550 PKZ 35F 900 HOZ 35L 550
hohem Widerstand gegen chemischen Angriff			
schwach	0,60	Z 45, Z 55, Z 35F: 3d Z 35 L: 4d	PZ 45F 250 PZ 35F 550 PKZ 35F 900 HOZ 35L 550
stark	0,50	Z 45F, Z 55: 1d Z 35, Z 45L: 3d Z 25, Z 35L-NW/HS: 4d	PZ 45F 350 PZ 35F 250 PKZ 35F 550 HOZ 35L 450
<p><sup>1</sup> - Nachbehandlungsdauer für w/z &lt; max. zul. w/z; - Betone mit w/z-Werten größer als 0,60 werden nicht berücksichtigt. - In der Nachbehandlungsrichtlinie erscheint Z35L-NW/HS nur bei w/z-Werten kleiner als 0,50.</p> <p><sup>2</sup> Hier werden nur die Bauteile bzw. Betone mit besonderen Eigenschaften aufgeführt, die sich mit den Umweltklassen nach ENV 206 direkt vergleichen lassen.</p> <p><sup>3</sup> Anforderungen, die sich allein aus den vorgeschriebenen w/z-Werten ergeben. In der Richtlinie werden für Bauteiloberflächen, an die besondere Anforderungen gestellt werden, weitergehende Maßnahmen empfohlen.</p> <p><sup>4</sup> Beton ohne luftporenbildende Zusatzmittel</p> <p><sup>5</sup> Wird Zement der Festigkeitsklasse Z 25 verwendet, so beträgt der maximal zulässige w/z-Wert 0,65.</p>			

Tabelle 7.3: Permeabilitätskoeffizienten  $K_{56}$ , die sich aus den Vorschriften der DIN 1045 und den vorgeschriebenen Nachbehandlungsdauern der DAfStb-Richtlinien ergeben.

Umweltklasse nach ENV 206	max. zul. w/z Wert	Nachbehandlungsdauer nach ENV 206 <sup>1</sup> für Umgebungsbedingung II, 15°C	max. $K_{56} \cdot 10^{10}$ ermittelt im Versuchsprogramm in Abhängigkeit von der Zementart [m <sup>2</sup> /s]
1 trockene Umgebung	0,65	z.B. 1d je nach Art der Nutzung	PZ 45F > 750 PZ 35F > 6500 PKZ 35F > 2500 HOZ 35L > 6500
2 feuchte Umgebung a ohne Frost	0,60	Z 45F: 3 d alle anderen: 4 d	PZ 45F 250 PZ 35F 450 PKZ 35F 750 HOZ 35L 550
b <sup>2</sup> mit Frost	0,55	Z 45F: 3 d alle anderen: 4 d	PZ 45F 200 PZ 35F 300 PKZ 35F 600 HOZ 35L 450
3 <sup>2</sup> feuchte Umgebung mit Frost und und Taumittel- einwirkung	0,50	Z 45F: 2 d Z 35F, Z 45L: 3 d alle anderen: 4 d	PZ 45F 250 PZ 35F 250 PKZ 35F 550 HOZ 35L 350
4 Meerwasser- umgebung a ohne Frost	0,55	Z 45F: 3 d alle anderen 4 d	PZ 45F 200 PZ 35F 300 PKZ 35F 600 HOZ 35L 450
b <sup>2</sup> mit Frost	0,50	Z 45F: 2 d Z 35F, Z 45L: 3 d alle anderen: 4 d	PZ 45F 250 PZ 35F 250 PKZ 35 F 550 HOZ 35 L 350
5 chemisch angreifende Umgebung a schwach	0,55	Z 45 F: 3 d alle anderen: 4 d	PZ 45F 200 PZ 35F 300 PKZ 35F 600 HOZ 35L 450
b mäßig	0,55	wie 5a	PZ 45F 200 PZ 35F 300 PKZ 35F 600 HOZ 35L 450
c stark	0,45	Z 45F: 2 d Z 35F, Z 45L: 3 d alle anderen: 4 d	PZ 45F 100 PZ 35F 100 PKZ 35F 350 HOZ 35L 250
<p><sup>1</sup> In Fällen, in denen der Beton starkem Verschleiß oder stark angreifenden Umweltbedingungen ausgesetzt ist (Umweltklasse 3,4, 5b, 5c), sind die Nachbehandlungszeiten erheblich zu verlängern.</p> <p><sup>2</sup> Sofern ein hoher Sättigungsgrad über längere Zeiträume hinweg vorliegt, muß ein Mindestluftgehalt im Beton vorhanden sein.</p>			

Tabelle 7.4: Permeabilitätskoeffizienten  $K_{56}$ , die sich aus den Vorschriften der ENV 206 ergeben.

schärferen Umweltbedingungen länger nachbehandelt werden sollte, geben dabei aber keine konkreten Zahlen an. Die experimentell bestimmten Permeabilitätskoeffizienten  $K_{56}$  aus Tabelle 5.3 wurden zur Auswertung herangezogen. Die Betone mit erhöhten Luftporengehalten wurden nicht berücksichtigt. Lagen für bestimmte Wasserzementwerte bzw. Nachbehandlungsdauern keine Permeabilitätskoeffizienten vor, so wurden die Permeabilitätskoeffizienten durch Interpolation zwischen den am nächsten darunter- und darüberliegenden Werten bestimmt.

Für jede Umweltklasse wurde zwischen Betonen der unterschiedlichen Festigkeitsklassen und Arten der Zemente differenziert. Die Ergebnisse der Untersuchungen flugaschehaltiger Betone wurden nicht berücksichtigt.

Die Permeabilitätskoeffizienten, die für die Umweltklasse Innenbauteile angegeben sind, stellen nicht immer den zulässigen oberen Grenzwert dar. Die maximalen Wasserzementwerte der hier untersuchten Betone betragen  $w/z = 0,60$  für PZ 45F, PKZ 35F, HOZ 35L und  $w/z = 0,70$  für PZ 35F, die nach den Normen zulässigen Grenzwerte jedoch 0,75 bzw. 0,65. Die angegebenen Permeabilitätskoeffizienten vermitteln dennoch einen Eindruck über die Größe des Unterschiedes der Anforderungen an die Dichtheit.

Die Werte  $K_{56} \cdot 10^{10}$  für die verschiedenen Umweltklassen unterscheiden sich nur wenig. Dies bedeutet, daß Betone, die nach den Anforderungen der Normen für die verschiedenen Umweltklassen hergestellt und nachbehandelt wurden, etwa gleiche Dichtheit besitzen. Wird die Forderung aufgestellt, daß Betone bei verschärften Umweltbedingungen z.B. Umweltklasse 3 (Frost-Tausalzangriff) deutlich dichter sein müßten als bei weniger aggressiven Umweltbedingungen z.B. Umweltklasse 2a (feucht ohne Frost), so müßte in den Normen bei den Anforderungen an den  $w/z$ -Wert und/oder die erforderliche Nachbehandlungsdauer deutlich differenziert werden.

In Tabelle 7.5 sind die Grenzwerte der erforderlichen Permeabilitätskoeffizienten  $K_{56}$  nach Abschnitt 7.2.1 den nach DIN 1045 für Beton für Außenbauteile und nach ENV 206 für Beton für die Umweltklasse 2b zu erwartenden Werten aus den Tabellen 7.3 und 7.4 gegenübergestellt. Legt man als Kriterium für die Dauerhaftigkeit von Beton die Karbonatisierung bzw. die Stahlkorrosion infolge der Karbonatisierung des Betons zugrunde, zeigt sich, daß bei Einhaltung der Anforderungen der Normen die erforderliche Dichtheit eines Betons aus Portlandzement in den üblichen Umgebungsbedingungen Deutschlands sicher erreicht wird.

Zementart	K <sub>56</sub> · 10 <sup>10</sup> [m <sup>2</sup> /s] bei Einhaltung der Anforderungen nach		erforderliche Permeabilität K <sub>56</sub> · 10 <sup>10</sup> [m <sup>2</sup> /s] bei einer Betonüberdeckung von					
			25 mm			35 mm		
	EN V206 UK.2b	DIN 1045 Außen- bauteile	in den Umgebungsbedingungen (nach 7.2.1)					
			20/65 <sup>*)</sup>	iFuD <sup>*)</sup>	iFv <sup>*)</sup>	20/65	iFuD	iFv
PZ 35F	300	550	300	5000	270000	1200	19000	1000000
HOZ 35L	450	550	16	250	3900	60	950	15000
*) 20/65 = 20°C; 65 % r.F. iFuD = im Freien unter Dach iFv = vertikale Flächen, dem Regen ausgesetzt								

**Tabelle 7.5:** Gegenüberstellung der nach Abschnitt 7.2.1 erforderlichen Permeabilitätskoeffizienten K<sub>56</sub> in Abhängigkeit von den Umgebungsbedingungen und der Permeabilitätskoeffizienten von Betonen, die entsprechend ENV 206 bzw. DIN 1045 hergestellt und nachbehandelt wurden.

Mit Betonen aus hüttensandreichen Hochofenzementen wird bei einer Betonüberdeckung von 25 mm mit den in den Vorschriften gegebenen Wasserzementwerten und Nachbehandlungsdauern nur die für Bauteile, die ständig der Witterung ausgesetzt sind, erforderliche Dichtheit erreicht. Ein entsprechender Beton wäre auch in einer Umgebung, in der er im allgemeinen vor Regen geschützt ist und nur zeitweise durchnäßt wird, beständig, würde er 6,5 Tage nachbehandelt. Wird dagegen die Betonüberdeckung auf 35 mm erhöht, so wird die erforderliche Dichtheit in den üblichen Umgebungsbedingungen mit einem Beton entsprechend den Vorschriften sicher erreicht.

Die Umgebungsbedingung, die durch eine relative Feuchte von 65 % gekennzeichnet ist, wäre im denkbar ungünstigsten Fall für Betonoberflächen, die Sonneneinstrahlung und Wind ausgesetzt sind, z. B. Schornsteine oder Kühltürme, maßgebend. Die Dauerhaftigkeit des Betons unter diesen Bedingungen bezüglich Karbonatisierung wäre für ein Bauteil mit 25 mm Betonüberdeckung gegeben, wenn der Beton aus Portlandzement nach den Vorschriften der ENV 206, Umweltklasse 2b, hergestellt wird. Bei Verwendung von hüttensandreichem Hochofenzement müßte hier bei einer Betonüberdeckung der Bewehrung von 35 mm ein Beton mit einem maximalen Wasserzementwert von 0,45, der 6,7 Tage nachbehandelt wird, vorgesehen werden. Alternativ könnte auch die Betonüberdeckung vergrößert werden.

## 8. Zusammenfassung

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurden Schnellprüfverfahren entwickelt, mit denen Kennwerte zur Beschreibung des Widerstandes von Beton gegen das Eindringen aggressiver Substanzen bestimmt werden können. Diese Kennwerte sollen Aufschluß über die potentielle Dauerhaftigkeit eines Betons bestimmter Zusammensetzung geben.

Als Kennwerte wurden herangezogen:

- die Permeabilität von Betonscheiben gegenüber Luft,
- der Wasseraufnahmekoeffizient, bestimmt an Betonoberflächen, als Maß des kapillaren Saugvermögens,
- die Betondruckfestigkeit.

Die Prüfverfahren zur Bestimmung des Permeabilitäts- und des Wasseraufnahmekoeffizienten erwiesen sich als vergleichsweise einfach und zuverlässig. Sie liefern Ergebnisse in einem Zeitraum von ca. 10 bis 40 Minuten und differenzieren scharf zwischen durchlässigen und dichten Betonen. Als noch nicht abschließend gelöst ist jedoch das Problem der Probenvorbereitung, insbesondere des Feuchtegehaltes der Proben und der Feuchteverteilung in den Proben zum Zeitpunkt der Prüfung anzusehen, da diese das erzielte Meßergebnis in gleichem Maß wie technologische Parameter beeinflussen können.

In experimentellen Untersuchungen wurden Betone aus unterschiedlichen Zementen mit Wasserzementwerten zwischen 0,45 und 0,60 mit und ohne Flugaschezusätzen hergestellt und zwischen 1 und 7 Tagen nachbehandelt. Die o.g. Kennwerte wurden im Alter von 28 bzw. 56 Tagen bestimmt. Je nach Wasserzementwert und Dauer der Nachbehandlung unterscheiden sich Permeabilitäts- und Wasseraufnahmekoeffizient der verschiedenen Betone um mehrere Größenordnungen. An diesen Betonen wurden auch der Karbonatisierungsfortschritt, die Eindringtiefe von Chloriden nach bestimmten Einwirkdauern einer NaCl-Lösung, der Frostwiderstand, die Wassereindringtiefe unter Druck und das kapillare Saugverhalten über längere Zeiträume bestimmt.

Sowohl der Permeabilitätskoeffizient gegenüber Luft als auch der Wasseraufnahmekoeffizient korrelieren gut mit den Ergebnissen der Korrosionsversuche. Es zeigte sich jedoch in allen Fällen, daß die Art des jeweils verwendeten Bindemittels den Zusammenhang zwischen Permeabilitätskoeffizient bzw. Wasseraufnahmekoeffizient und den Kenngrößen des Korrosionswiderstandes deutlich beeinflußt. Die Bindemittelart ist auch von entscheidendem Einfluß auf den Widerstand von Beton gegen chemischen Angriff, der im Rahmen dieses Forschungsvorhabens nicht untersucht wurde. Dasselbe gilt für den Einfluß künstlicher Luftporen auf den Widerstand von Beton gegen Frost- und Frost-Tausalzangriff, der sich nicht im Permeabilitäts- oder Wasseraufnahmekoeffizienten widerspiegelt.

Die Festigkeitsklasse eines Betons gibt kaum Aufschluß über die potentielle Dauerhaftigkeit eines Betons. Die Druckfestigkeit kann jedoch bis zu einem gewissen Grad als Maß für die Dauerhaftigkeit eines Betons herangezogen werden, wenn die Dauer der Nachbehandlung und der Prüfzeitpunkt der Festigkeitsproben entsprechend gewählt werden.

Es wurden erste Überlegungen zur Festlegung von oberen Grenzwerten der Permeabilität gegen Luft von Betonen angestellt, die bestimmten Umweltbedingungen ausgesetzt sind. Auch hier wurde die Bedeutung des Einflusses der Bindemittelart augenscheinlich.

Die Untersuchungen zeigten, daß Permeabilitäts- und Wasseraufnahmekoeffizient bei Einhaltung einer Reihe von Randbedingungen geeignet sind, die potentielle Dauerhaftigkeit eines Betons abzuschätzen.

Andere, von der Bauausführung abhängende Parameter, insbesondere die Verdichtung und Art und Dauer der Nachbehandlung in Abhängigkeit von den jeweils herrschenden Umweltbedingungen, sind aber von gleich großem Einfluß auf die tatsächliche Dauerhaftigkeit der Konstruktion wie die potentielle Dauerhaftigkeit des Betons alleine.

9. Literaturverzeichnis

- [1] Locher, F.W.  
Chemie des Zementes und der Hydratationsprodukte  
Zementtaschenbuch, 48. Ausgabe 1984
- [2] Powers T.C., Brownyard T.L.  
Studies of the physical properties of hardened portland ce-  
ment paste  
Portland Cement Association, Bulletin Nr. 22, 1948
- [3] Powers T.C.  
The physical structure and engineering properties of concrete  
Portland Cement Association, Bulletin Nr. 90, 1958
- [4] Locher F.W.  
Chemischer Angriff auf Beton  
VDI Bericht 285, Korrosion und Korrosionsschutz im konstruk-  
tiven Ingenieurbau, 1977
- [5] Powers T.C., Copeland L.E., Mann H.M.  
Capillary continuity and discontinuity in cement pastes  
Portland Cement Association, Bulletin Nr. 110, 1959
- [6] Rehm G., Diehm P., Zimbelmann R.  
Technische Möglichkeiten zur Erhöhung der Zugfestigkeit von  
Beton  
DAfStb Heft 283, Berlin 1977
- [7] Setzer M.J.  
Einwirkung von Kohlendioxid, Schwefeldioxid und Wasser auf  
Beton  
Fachtagung "Langzeitverhalten und Instandsetzen von Inge-  
nieurbauwerken aus Beton", Baustoffinstitut der TU München,  
März 1987

- [8] Feldman R.F.  
Significance of porosity measurements on blended cement performance  
ACI SP-79, "Fly ash, silica fume, slag & other mineral byproducts in concrete", 1983, Vol. I, pp 415
- [9] Bier T.  
Karbonatisierung und Realkalisierung von Zementstein und Beton  
Dissertation am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe 1987  
Schriftenreihe IfMB, Heft 4
- [10] Smolczyk H.G., Romberg H.  
Der Einfluß der Nachbehandlung und der Lagerung auf die Nachhärtung und Porenverteilung von Beton  
Tonindustrie-Zeitung, 100, 1976
- [11] Rostasy F.  
Zur Dauerhaftigkeit unserer Betonbauwerke - Kenntnisstand und Probleme  
Manuskript der Antrittsvorlesung, gehalten am 24.5.1978 in Braunschweig
- [12] Hilsdorf H.K.  
Durability of Concrete - A Measurable Quantity?  
Durability of Structures; IABSE Symposium, Lissabon 1989, pp. 111-123
- [13] DIN V ENV 206  
Beton - Eigenschaften, Herstellung, Verarbeitung und Gütenachweis.  
CEN und DIN, 1990
- [14] ISO/DP 9690  
Production and control of concrete, classification of chemically aggressive environmental conditions affecting concrete  
z.Zt. in Bearbeitung, International Organisation for Standardization, ISO

- [15] DIN 4030  
Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase  
Entwurf Dezember 1989, DIN
- [16] EN V - Eurocode EC 2  
Gemeinsame einheitliche Regelung für Beton-, Stahlbeton-, und  
Spannbetonbauten  
Fassung 1989, Kommission der Europäischen Gemeinschaft
- [17] DIN 1045  
Beton und Stahlbeton; Bemessung und Ausführung  
Ausgabe Juli 1988, DIN
- [18] Richtlinie zur Nachbehandlung von Beton  
DAfStb 1984
- [19] Duden Fremdwörterbuch  
Dudenverlag, 3. Auflage 1974
- [20] Schießl P.  
Das besondere Problem der Risse im Beton  
VDI Bericht 653, Korrosionsschutz im Ingenieurbau, 1988
- [21] Schießl P.  
Einfluß von Rissen auf die Dauerhaftigkeit von Stahlbeton-  
und Spannbetonbauteilen  
DAfStb Heft 370, Berlin 1986
- [22] Grübl P., Erbaydar S.  
Untersuchungen über den Zerstörungsmechanismus von Beton bei  
Frost- und Tausalz-Beanspruchung  
Abschlußbericht zum Forschungsauftrag Nr. 8.038G77A des Bun-  
desministers für Verkehr, Bonn

- [23] Setzer M.J.  
Frostmechanismus und Frost-Taumittel-Angriff  
Fachtagung "Langzeitverhalten und Instandsetzen von Ingenieurbauwerken aus Beton", Baustoffinstitut der TU München, März 1987
- [24] Zech B.  
Gefrierverhalten des Wassers im Beton.  
Dissertation TU München, 1981.
- [25] Powers T.C.  
A working hypothesis for further studies of frost resistance of concrete  
Journal ACI proc., 41 (1945), pp 245
- [26] Rösli A., Harnik A.G.  
Zur Frost- Tausalzbeständigkeit von Beton  
Schweizer Ingenieur und Architekt, 97. Jg., Heft 46, Nov. 1979
- [27] Blümel O.W., Springenschmid R.  
Grundlagen und Praxis der Herstellung und Überwachung von Luftporenbeton  
Straßen- und Tiefbau, 2, 1970
- [28] Setzer M.J.  
Einfluß des Wassergehaltes auf die Eigenschaften des erhärteten Betons  
DAfStb Heft 280, Berlin 1977
- [29] Krenkler K.  
Chemie des Bauwesens, Band 1: Anorganische Chemie  
Springer Verlag 1980
- [30] Knöfel D.  
Stichwort Baustoffkorrosion  
Bauverlag GmbH, 1975

- [31] Brandenberger E.  
Chemie des Ingenieurs  
Springer Verlag 1976
- [32] Rauen A.  
Der Sonderfall Tonerdeschmelzzement  
VDI Bericht 653, Korrosionsschutz im Ingenieurbau 1988
- [33] Kollmann H., Strübel G.  
Untersuchungen über Ausblühungs- und Treiberscheinungen durch  
Sulfate  
Betonwerk- und Fertigteiltechnik, 10/1979, 11/1979
- [34] Walz K.  
Anleitung für beständigen Beton  
Betontechnische Berichte 1979, S. 61ff
- [35] Wesche K.  
Baustoffe für tragende Bauteile, Bd. 2, Beton, S. 352f
- [36] Richtlinie Alkalireaktion im Beton  
DAfStb Dez. 1986
- [37] Karsten R.  
Bauchemie  
5. Auflage; Straßenbau, Chemie und Technik  
Verlagsgesellschaft m.b.H., Heidelberg
- [38] DIN 1164, Teil 1  
Portland-, Eisenportland-, Hochofen-, und Traßzement; Begriffe,  
Bestandteile, Anforderungen, Lieferung  
Ausgabe 1990, DIN
- [39] DIN EN 196, Teil 3: Prüfverfahren für Zement; Bestimmung der  
Erstarrungszeiten und der Raumbeständigkeit  
CEN und DIN

- [40]       Autorenkollektiv  
          Karbonatisierung des Betons  
          Betontechnische Berichte, beton 7/1972, S. 296ff
- [41]       Martin, Rauen, Schießl  
          Karbonatisierung von Beton aus verschiedenen Zementen  
          Betonwerk- und Fertigteiltechnik, 12/1975, S. 588ff
- [42]       Kropp J.  
          Karbonatisierung und Transportvorgänge in Zementstein  
          Dissertation am Institut für Baustofftechnologie  
          Universität Karlsruhe 1983
- [43]       Wierig H.-J.  
          Longtime studies on the carbonation of concrete under normal  
          outdoor exposure  
          RILEM Seminar on the "Durability of concrete structures under  
          normal outdoor exposure", Hannover 1984, S. 239-249
- [44]       Nischer P.  
          Einfluß von Umwelt- und Betongüte auf die Karbonatisierung  
          Betonwerk- und Fertigteiltechnik 11/1984
- [45]       Meyer A., Wierig H.-J., Husmann K.  
          Karbonatisierung von Schwerbeton  
          DAfStb Heft 182, Berlin 1967
- [46]       Volkwein A.  
          Chlorideindringen und Stahlkorrosion durch Chlorid  
          Fachtagung "Langzeitverhalten und Instandsetzten von Inge-  
          nieurbauwerken aus Beton", Baustoffinstitut TU München, März  
          1987
- [47]       Rehm G., Nürnberger U., Neubert B., Nenninger F.  
          Einfluß von Betongüte, Wasserhaushalt und Zeit auf das Ein-  
          dringen von Chloriden in Beton  
          DAfStb Heft 390, Berlin 1988

- [48] Brodersen H.A.  
Zur Abhängigkeit der Transportvorgänge verschiedener Ionen im Beton von Struktur und Zusammensetzung des Zementsteins  
Dissertation, RWTH Aachen, 1982
- [49] Smolczyk H.-G.  
Chloriddiffusion - Phänomen und Stand der Kenntnis  
Beitrag zum intern. Kolloquium des VÖZ, "Chloriddiffusion",  
Wien 1983
- [50] Page C.L., Short N.R., Holden W.R.  
The Influence of different Cements on Chloride-Induced Corrosion of Reinforcing Steel  
Cement and Concrete Research, Vol. 16, 1986, pp. 79-86
- [51] Engell H.-J.  
Durch Korrosion verursachte Schäden an Spannstählen und ihre Verhütung  
VDI Bericht 285, Korrosion und Korrosionsschutz im konstruktiven Ingenieurbau, 1977
- [52] Pourbaix M.J.  
Lectures on electrochemical corrosion  
New York: Plenum Press, 1973
- [53] Nägele E.  
Metallkorrosion in der Praxis - Ursachen, Vorbeugung, Schutz  
Bautenschutz und Bausanierung 11(1988), S. 113-121
- [54] Wischers G.  
Korrosionsmechanismen bei Chlorideinwirkung auf Stahlbetonbauteile  
Beitrag zum intern. Kolloquium des VÖZ, "Chloridkorrosion",  
Wien 1983
- [55] Richartz W.  
Die Bindung von Chlorid bei der Zement erhärtung  
Zement-Kalk-Gips 1969, 22. Jg., Heft 10, S. 447-456

- [56] Rechberger P.  
Elektrochemische Prüfung von Betonelektroden hinsichtlich der Chlorideinbindung in höherem Probenalter  
Untersuchungsbericht P18 des Forschungsinstituts des VÖZ, Wien 1983
- [57] Schießl P.  
Sanierungsprinzipien zur Wiederherstellung des Korrosionsschutzes der Bewehrung  
Mitteilungen des Forschungsinstituts des VÖZ, Heft 39, Intern. Kolloquium, Wien 1986, S. 69ff
- [58] Handbook of chemistry and physics  
CCR Press, 64th Edition, 1984, Boca Raton, Fa, USA
- [59] Fagerlund G.  
Critical moisture contents at freezing of porous materials  
Proceedings of the 2nd International CIB/RILEM Symposium on moisture problems in buildings, Rotterdam 1974
- [60] Fagerlund G.  
The critical degree of saturation method of assessing the freeze-thaw resistance of concrete  
Prepared on behalf of RILEM Committee 4 CDC  
Materiaux et Construction, Vol. 10, No. 58, 1977, pp 217ff
- [61] Fagerlund G.  
The international cooperative test of the critical degree of saturation method of assessing the freeze-thaw resistance of concrete  
Materiaux et Construction, Vol. 10, No. 58, 1977, pp 231ff
- [62] RILEM Recommendation CDC 1  
Methods of carrying out and reporting freeze-thaw tests on concrete without deicing chemicals  
Materiaux et Construction, Vol. 10, No. 58, 1977, pp 209ff

- [63] ASTM C 666-84  
Standard test method for resistance of concrete to rapid  
freezing and thawing  
ASTM 1984
- [64] Setzer M.J.  
Prüfung des Frost-Tausalzwidehstands von Betonwaren  
Schlußbericht AIF Programm FE Nr. 0007674  
Schriftenreihe Universität GHS Essen, 1989
- [65] Merkblatt: Verfahren zur Prüfung des Frost- und Tausalzwideh-  
standes von Beton für Brückenkappen und ähnliche Bauteile  
DBV, Fassung Juli 1975
- [66] Bonzel J., Siebel E.  
Neuere Untersuchungen über den Frost-Tausalzwidehstand von  
Beton  
beton 4/1977, 5/1977 und 6/1977
- [67] Verbeck E.J., Klinger P.  
Studies of salt scaling of concrete  
Highway Research Board Bulletin 150, Wa D.C., 1957
- [68] Frey H., Siebel E., Werse H.P.  
Vergleich zweier Verfahren zur Prüfung des Frost-Tausalz-Wi-  
derstandes von Beton  
beton 5/1981, S. 185-188
- [69] ASTM C672-76  
Standard test method for scaling resistance of concrete sur-  
faces exposed to deicing chemicals  
ASTM 1976

- [70] RILEM Recommendation CDC2  
Methods of carrying out and reporting freeze/thaw tests on  
concrete with deicing chemicals  
Materiaux et Construction, Vol. 10, No. 58, 1977, pp 213ff
- [71] ÖNORM B 3306  
Prüfung der Frost-Tausalzbeständigkeit von vorgefertigten Be-  
tonerzeugnissen  
Ausgabe September 1982
- [72] Walz K., Helms-Derfert H.  
Schutz von jungem Straßenbeton gegen Tausalzeinwirkung  
Betontechnische Berichte 1965, S. 73ff
- [73] Vorläufiges Merkblatt: Überprüfung von Betonerzeugnissen aus  
Beton mit dichtem Gefüge für den Straßenbau auf Frost-Tau-  
salzwiderstandsfähigkeit  
Bundesverband Deutsche Beton- und Fertigteilindustrie e.V.,  
Bonn, 1979
- [74] Richtlinie zur Bestimmung des Chloridgehaltes von Beton  
DAfStb 1987
- [75] Jungwirth D., Beyer E., Grübl P.  
Dauerhafte Betonbauwerke. Substanzerhaltung und Schadensver-  
meidung in Forschung und Praxis.  
Beton-Verlag 1986
- [76] Whiting D.  
Rapid determination of the chlorid permeability of concrete  
FHWS:RD-81/119, Federal Highway Administration, Washington,  
D.C., August 1981
- [77] Whiting D., Kuhlmann L.  
Curing and chloride permeability  
Concrete International 1987, Vol. 9, Nr. 4, pp 18

- [78] RILEM Technical Committee TC 116-PCD, Permeability of concrete as a criterion of its durability, State of the art report, Predraft, Oct. 1990
- [79] Standard Method of Test for Rapid Determination of the Chloride Permeability of Concrete  
AASHTO Designation: T 277-83
- [80] Smolczyk H.G., Blunk G.  
Zum Verhalten von sehr jungem Beton gegen Sulfatwasser  
Beton-Informationen 1/1972
- [81] Locher F.W.  
Zur Frage des Sulfatwiderstandes von Hüttenzementen  
Zement-Kalk-Gips, Nr. 9/1966, S. 395-401
- [82] Schubert P., Lühr H.P.  
Zum Sulfatwiderstand flugaschehaltiger Mörtel und Betone  
Betonwerk und Fertigteiltechnik, 1979, S. 177-182
- [83] ASTM C 452-81  
Potential expansion of portland cement mortars exposed to sulfate  
ASTM 1981
- [84] Ho D.W.S., Lewis R.K.  
Carbonation of concrete and its prediction  
Cement and Concrete Research, Vol. 17(1987), pp 489
- [85] VDZ, Forschungsinstitut der Zementindustrie  
Tätigkeitsbericht 1965/66
- [86] Günter M., Hilsdorf H.K.  
Einfluß der Nachbehandlung auf die Widerstandsfähigkeit von Betonoberflächen  
Schlußbericht zum Forschungsauftrag DBV-Nr. 88  
Universität Karlsruhe, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie 1983

- [87] Günter M., Hilsdorf H.K.  
Einfluß der Nachbehandlung und Zementart auf den Frost-Tau-  
salzwiderstand von Beton  
Beton- und Stahlbetonbau, 81. Jahrgg., 1986, S. 57-62
- [88] Haegermann B.  
Zum Einfluß der Nachbehandlung und der Lagerung auf die Be-  
tonqualität unter besonderer Berücksichtigung des Frost-Tau-  
salzwiderstandes  
Dissertation, Gesamthochschule Wuppertal, 1987
- [89] Rechberger P.  
Elektrochemische Bestimmung von Chloriddiffusionskoeffizien-  
ten in Beton  
Zement-Kalk-Gips 38 (1985), Nr. 11, S. 679-684
- [90] Chloridkorrosion  
Mitteilungen aus dem Forschungsinstitut des VÖZ, Heft 36, In-  
tern. Kolloquium, Wien 1983
- [91] Kishitani K.  
Über die Beständigkeit von Stahlbeton unter dem Einfluß von  
 $CO_2$   
Zement-Kalk-Gips, Nr. 4, 1965, S. 158f
- [92] Schröder F., Smolczyk H.-G., Grade K., Vinkeloe R., Roth R.  
Einfluß von Luftkohlenensäure und Feuchtigkeit auf die Beschaf-  
fenheit des Betons als Korrosionsschutz für Stahleinlagen  
DAfStb Heft 182, Berlin 1967
- [93] Hardt R.  
Einfluß einer Karbonatisierung auf die Permeabilität von Beton  
Diplomarbeit am Institut für Massivbau und Baustofftechnolo-  
gie, Universität Karlsruhe, 1988

- [94] Wierig H.-J., Scholz E.  
Auswirkungen von Flugaschezusätzen auf das Karbonatisierungs-  
verhalten von Beton  
Vortrag auf der Sondertagung: "25 Jahre Beton mit Flugasche",  
VGB-TB 203, 1984
- [95] Dausch T.  
Eigenschaften von Zementstein, Mörtel und Beton unter Verwen-  
dung von oxydischem Siliziumstaub  
Diplomarbeit am Institut für Massivbau und Baustofftechnolo-  
gie, Universität Karlsruhe 1984
- [96] Frostbeständigkeit von Beton  
Mitteilungen aus dem Forschungsinstitut des VÖZ, Heft 33, In-  
tern. Kolloquium, Wien 1980
- [97] Soretz St.  
Beitrag zum Frostwiderstand von Flugaschezementen  
Vortrag anlässlich des Internationalen Kolloquiums  
"Frostbeständigkeit von Beton", Wien, Juni 1980
- [98] Lukas W.  
Chloride penetration in standard concrete, water reduced con-  
crete and superplasticized concrete  
Developments in the Use of Superplasticizer, ACI-SP 68, 1981  
(Ed. Malhotra, V.M.) pp 253-267
- [99] Nischer P.  
Einführung von künstlichen Luftporen in Fließbeton  
Betonwerk und Fertigteiltechnik 1977, S. 285-288
- [100] Siebel, E.  
Beeinflussung der Luftporenkennwerte bei leicht verarbeitba-  
rem Beton mit Fließmittel für Verkehrsflächen. Ergänzende  
Beiträge zum 5. Internat. Betonstraßensymposium Aachen 1986,  
Thema B, S. 231-236

- [101] Richtlinie zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit von Außenbauteilen aus Stahlbeton  
DAfStb 1984
- [102] Osborne G.J.  
Carbonation of blast furnace slag cement concretes  
Durability of building materials 4/1986, pp 81
- [103] Scholz E., Wierig H.-J.  
Untersuchungen über den Einfluß von Flugaschezusätzen auf das Carbonatisierungsverhalten von Beton.  
1. Ergänzung, Schlußbericht zum Forschungsvorhaben T 2055, 1988, IRB-Verlag
- [104] Schubert P., von Berg W.  
Steinkohlenflugaschen mit Prüfzeichen als Betonzusatzstoff nach DIN 1045  
Betonwerk- und Fertigerteiltechnik, 45/1979, Heft 10, 11
- [105] Parrott L.J.  
Carbonation, Corrosion and Standardization.  
Protection of Concrete, Proc. of the International Conference, University of Dundee, UK, Sept. 1990 (Ed. Dhir R.K., Green J.W.) pp 1009-1023  
E.u.F.N. Spon, An Imprint of Chapman and Hall
- [106] Gräf H., Grube H.  
Einfluß der Zusammensetzung und der Nachbehandlung des Betons auf seine Gasdurchlässigkeit  
beton 1986, Heft 11 und 12
- [107] Nyame B.K., Illston J.M.  
Capillary pore structure and permeability of hardened cement paste  
7th Conference of the Chemistry of Cement, Paris 1980, Vol. VI, pp 181-185

- [108] Nyame B.K., Illston J.M.  
Relationships between permeability and pore structure of hardened cement paste  
Magazine of Concrete Research, Vol. 33, 1981, pp 139-146
- [109] Winslow D.N., Diamond S.  
A mercury porosimetry study of the evolution of porosity in portland cement  
Journal of Materials, 1970, pp 564-585
- [110] Schwiete H.E., Ludwig U.  
Über die Bestimmung der offenen Porosität im Zementstein  
Tonindustrie-Zeitung 90 (1966), S. 562ff
- [111] Romberg H.  
Einfluß der Zementart auf die Porengrößenverteilung im Zementstein  
Tonindustrie-Zeitung 95(1971), S. 105-115
- [112] Moore W.J., Hummel D.O.  
Physikalische Chemie,  
Verlag Walter de Gruyter, 1973, S. 177ff
- [113] CEB-FIP Model Code 1990  
First Draft, Chapter 1-5, pp 2-48
- [114] Schießl P.  
Zur Frage der zulässigen Ribbreite und der erforderlichen Betondeckung unter besonderer Berücksichtigung der Karbonatisierung des Betons  
DAfStb Heft 255, Berlin 1976
- [114a] Bakker, R.F.M.  
Initiation Period, corrosion of steel in concrete, Rilem Report of the TC 60-CSC, Ed. Schießl, P., Chapman and Hall, 1988, pp 22-55

- [115] Smolczyk H.-G.  
Schriftliche Diskussion des Aufsatzes "Carbonation of Concrete" von M. Hamada  
Proc. of the 5th International Symposium on the Chemistry of Cement, Tokyo 1968, Part III, pp 369-383
- [116] Rechberger P.  
Rechenprogramme für Diffusionsmodelle  
Untersuchungsbericht P 9 des Forschungsinstituts des VÖZ
- [117] Colleparidi M., Marcialis A., Turiziani R.  
Penetration of Chloride Ions into Cement Pastes and Concrete  
Journal of the American Ceramic Society, 55(1972)
- [118] Schießl P.  
Zweidimensionales Rechenmodell zur rechnerischen Erfassung der Chloriddiffusion in Beton.  
Institut für Betonstahl und Stahlbetonbau e.V., München 1983
- [119] van der Meulen G.J.R., van Dijk J.  
A permeability testing apparatus for concrete  
Magazine of Concrete Research, Vol. 21/1969, pp 121-123
- [120] Murata J.  
Studies on the permeability of concrete  
RILEM Bulletin Nr. 29/1965, pp 47
- [121] Riedel W., Göhring C.  
Porenverteilung in Zementstein und Permeabilitätsmessungen an Zementmörteln  
Wissenschaftliche Zeitschrift für Architektur und Bauwesen  
Weimar, 15. Jhrgg. 1968, S. 655-660
- [122] Gräf H., Grube H.  
Verfahren zur Prüfung der Durchlässigkeit von Mörtel und Beton gegenüber Gasen und Wasser  
beton 5/86 und 6/86

- [123] Powers T.C., Copeland L.E., Hayes J.C., Mann H.M.  
Permeability of portland cement paste  
Journal of the ACI, 1954, pp. 285-298
- [124] Klinkenberg J.L.  
The permeability of porous media to liquids and gases  
Drilling and production practice, N.Y. 1941, pp. 200
- [125] Göhring C., Riedel W.  
Gas permeability of concretes and its influence on the corrosion resistance in salt solution  
Proc. of the Intern. Symposium: "Pore structure and properties of materials", Prag 1972, Part II, pp. F-95
- [126] Därr G.M., Ludwig U.  
Determination of permeable porosity  
Materiaux et Construction, Vol. 6, 1973, pp. 185-190
- [127] Hanaor A., Sullivan P.J.E.  
Factors affecting concrete permeability to cryogenic fluids  
Magazine of Concrete Research, Vol. 35, 1983, pp. 142-150
- [128] Zagar L.  
Die Grundlagen zur Ermittlung der Gasdurchlässigkeit von feuerfesten Baustoffen  
Archiv für das Eisenhüttenwesen, 26. Jhrgg., 1955, S. 777-782
- [129] Hilsdorf H.K.  
In-situ permeability testing of concrete.  
RILEM Workshop, Testing during concrete construction, Mainz, März 1990
- [130] Timofejew D.P.  
Adsorptionskinetik  
VEB Verlag, Leipzig 1967

- [131] Gertis K., Kiesel K., Werner H., Wolfseher U.  
Hygrische Transportphänomene in Baustoffen  
DAfStb Heft 258, Berlin 1976 (Teil 1)
- [132] Carman P.C.  
Flow of gases through porous media  
Butterworth Scientific Publications, London 1956, S. 159
- [133] Kozeny J.  
Hydraulik, Kapitel II, S. 389  
Springer Verlag, Wien 1953
- [134] Hagen G.  
Über die Bewegung des Wassers in engen cylindrischen Röhren  
Annalen der Physik, Band 16/ 1839, S. 423ff
- [135] Poiseuille M.  
Recherches experimentales sur la mouvement des liquides dans  
les tubes de tres petits diametres  
Comptes Rendus des Seances de l'Academie des Sciences, Paris,  
Band 11/ 1840, S. 961ff und 1041ff
- [136] Millard S.G.  
Effects of temperature and moisture upon concrete permeability  
and resistivity measurements  
The Institute of Concrete Technology, Loughborough University  
of Technology: In-situ measurement of concrete permeability,  
Workshop, Dezember 1989
- [137] Parrott L.J.  
Some factors influencing the air permeability of cover concrete.  
The Institute of Concrete Technology, Longborough University  
of Technology: In-situ measurement of concrete permeability,  
Workshop, Dezember 1989
- [138] Cammerer W.F.  
Die kapillare Flüssigkeitsbewegung in porösen Körpern  
VDI Forschungsheft 500, 1963

- [139] Hilbig G., Girlich W.  
Bemerkungen zum Flüssigkeitstransport in porösen Medien - Das  
 $\sqrt{t}$ -Gesetz  
Bauphysik 6/1984, S. 214-216
- [140] Bunte D., Rostasy F.S.  
Test-Methods for On-Site Assessment of Durability  
IABSE Symposium, Durability of Structures, Lisbon, 1989,  
pp. 335-340
- [141] Levitt M.  
Non-destructive testing of concrete by the initial surface  
absorption method  
Symposium on non-destructive testing of concrete and timber,  
ICE paper 3B, London, June 1969, S. 23-26
- [142] Schwarz B.  
Die kapillare Wasseraufnahme von Baustoffen  
Gesundheits-Ingenieur, 93. Jahrg., Heft 7, 1972, S. 206-211
- [143] Kettenacker L.  
Über die Feuchtigkeit von Mauern  
Gesundheits-Ingenieur, 53. Jahrg., Heft 45, 1930, S. 721-728
- [144] Schönlin K.F.  
Permeabilität als Kennwert der Dauerhaftigkeit von Beton  
Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftech-  
nologie, Universität Karlsruhe, Heft 8, 1989
- [145] Lawrence C.D.  
Measurements of permeability  
8th International Congress on the "Chemistry of cement", Rio  
de Janeiro 1986, Vol. 5, Theme 4

- [146] Lawrence C.D.  
Transport of oxygene through concrete  
The british ceramic society meeting: "Chemistry and chemi-  
callyrelated properties of cement"  
Imperial Collge, London 1984, pp. 277-293
- [147] Gaber K  
Influence of Mix Proportions and Components on the Diffusion  
Coefficient and the Permeability of Concrete  
Darmstadt Concrete, Universität Darmstadt, Vol. 3, 1988,  
S. 39-48
- [148] Sentler L., Östlund L.  
The service life concept  
CEB-RILEM Intern. Workshop: "Durability of concrete struc-  
tures", Copenhagen 1983, CEB Nr. 152, pp 309
- [149] Masters L.W., Brandt E.  
Prediction of service life of building materials and compo-  
nents  
CIB W80/RILEM 71-PSL Final Report  
Materiaux et Constructions, Vol. 20, No. 115 (1987), pp 55-77
- [150] Browne R.D.  
Design prediction of the life for reinforced concrete in ma-  
rine and other chloride environments  
Durability of building materials 1 (1982), pp 113-125
- [151] Vesikari E.  
Service life design of concrete structures with regard to the  
frost resistance of concrete  
Nordic Concrete Research; The Nordic Concrete Federation;  
Publication Nr. 5, 1986, pp 215-228
- [152] Wischers G.  
"Leistungsfähigkeit" als Kriterium für die Normung von Zement  
und Beton  
Betonwerk und Fertigteil-Technik, Heft 3, 1990, S. 51-60

- [153] Schönlin K., Hilsdorf H.K.  
Überprüfung der Wirksamkeit einer Nachbehandlung von Beton-  
konstruktionen  
Schlußbericht zum Forschungsauftrag V 245 des DAfStb Univer-  
sität Karlsruhe, Institut für Massivbau und Baustofftechnolo-  
gie, 1988 (erscheint demnächst in der Schriftenreihe des  
DAfStb)
- [154] DIN 1048, Teil 1  
Prüfverfahren für Beton; Frischbeton, Festbeton gesondert  
hergestellter Probekörper  
Ausgabe 1978
- [155] DIN 52170, Teil 2  
Bestimmung der Zusammensetzung von erhärtetem Beton; salzsäu-  
reunlöslicher und/oder dolomithaltiger Zuschlag; Ausgangs-  
stoffe nicht verfügbar  
Ausgabe 1980
- [156] Neville A.M.  
Properties of Concrete S. 6  
Pitman Publishing 1973
- [157] Marusin S.L.  
Influence of superplasticizers, polymer admixtures and silica  
fume in concrete on chloride ion permeability  
ACI SP 108, "Permeability of concrete", 1988
- [158] Kreyszig, Erwin  
Statistische Methoden und ihre Anwendungen  
Verlag Vandenhoeck u. Ruprecht, 7. Auflage, 1982
- [159] Hochstädter, Dieter  
Einführung in die statistische Methodenlehre  
Verlag Harri Deutsch, 6. Auflage, 1989

- [160] Schulz R.R.  
Beton als Beschichtungsuntergrund - über die Prüfung des Festigkeitsverhaltens von Betonoberflächen mit dem Abreißversuch  
Dissertation, RWTH Aachen, 1984
- [161] Hong G.Z., Parrott L.J.  
Air permeability of cover concrete and the effect of curing  
Cement and concrete association services, Report, Oktober 1989
- [162] Steinert J.  
Zerstörungsfreie Ermittlung der Wassereindringtiefe in Kiesbeton am Bauwerk  
Forschungsbeiträge für die Baupraxis, Karl Kordina zum 60. Geburtstag, Verlag W. Ernst u. Sohn, 1979, S. 151-162
- [163] Bamforth P.B.  
The relationship between permeability coefficients for concrete obtained using liquid and gas  
Magazine of Concrete Research, Vol. 39, No. 138, March 1987, pp. 3-11
- [164] Hall C.  
Water sorptivity of mortars and concretes: a review  
Magazine of Concrete Research, Vol. 41, No. 147, June 1989, pp. 51-61
- [165] Gräf H., Bonzel J.:  
Über den Einfluß der Porosität des erhärteten Betons auf seine Gebrauchseigenschaften,  
Beton, 7, S. 297-302 und Beton, 8, S. 336-341, 1990.

## Anlagenverzeichnis

Anlage 1.1	Mindestbetondeckungsmaße nach Eurocode EC 2 [16]
Anlage 1.2	Mindestbetondeckungsmaße nach DIN 1045 [17]
Anlage 1.3	Mindestnachbehandlungsdauer für Betone nach der Nachbehandlungsrichtlinie des DAfStb [18]
Anlagen 1.4-1.5	Schema zur Bestimmung von Lebensdauervorhersagen nach [151]
Anlage 2.1	Analyse der Zemente und der Flugasche
Anlagen 3.1-3.8	Einfluß der Betonzusammensetzung auf den Permeabilitätskoeffizienten
Anlagen 4.1-4.5	Einfluß der Betonzusammensetzung auf den Wasseraufnahmekoeffizienten
Anlage 5.1	Frost-Tauwechselverhalten der Betone
Anlagen 6.1-6.2	Chloridverteilung
Anlagen 7.1-7.4	Verlauf der kapillaren Wasseraufnahme ( $\sqrt{t}$ - Maßstab)
Anlagen 8.1-8.4	Verlauf der kapillaren Wasseraufnahme ( $\log t$ - Maßstab)
Anlage 9.1	Allgemeiner Zusammenhang zwischen den im Labor bestimmten Karbonatisierungstiefen und den Permeabilitätskoeffizienten
Anlage 10.1	Der Kolmogorov-Smirnow Anpassungstest
Anlage 10.2	Werte der Normalverteilung
Anlage 10.3	Werte des Kolmogorov-Smirnow Anpassungstests und Werte der Student'schen t-Verteilung



- Anlage 1.2 -

	1	2	3	4
	Umweltbedingungen	Stabdurchmesser $d_s$ mm	Mindestmaße für $\geq B 25$ min c cm	Nennmaße für $\geq B 25$ nom c cm
1	Bauteile in geschlossenen Räumen, z.B. in Wohnungen (einschließlich Küche, Bad und Waschküche), Büroräumen, Schulen, Krankenhäusern, Verkaufsstätten – soweit nicht im folgenden etwas anderes gesagt ist. Bauteile, die ständig trocken sind.	bis 12 14, 16 20 25 28	1,0 1,5 2,0 2,5 3,0	2,0 2,5 3,0 3,5 4,0
2	Bauteile, zu denen die Außenluft häufig oder ständig Zugang hat, z.B. offene Hallen und Garagen. Bauteile, die ständig unter Wasser oder im Boden verbleiben, soweit nicht Zeile 3 oder Zeile 4 oder andere Gründe maßgebend sind. Dächer mit einer wasserdichten Dachhaut für die Seite, auf der die Dachhaut liegt.	bis 20 25 28	2,0 2,5 3,0	3,0 3,5 4,0
3	Bauteile im Freien. Bauteile in geschlossenen Räumen mit oft auftretender, sehr hoher Luftfeuchte bei üblicher Raumtemperatur, z.B. in gewerblichen Küchen, Bädern, Wäschereien, in Feuchträumen von Hallenbädern und in Viehställen. Bauteile, die wechselnder Durchfeuchtung ausgesetzt sind, z.B. durch häufige starke Tauwasserbildung oder in der Wasserwechselzone. Bauteile, die „schwachem“ chemischem Angriff nach DIN 4030 ausgesetzt sind.	bis 25 28	2,5 3,0	3,5 4,0
4	Bauteile, die besonders korrosionfördernden Einflüssen auf Stahl oder Beton ausgesetzt sind, z.B. durch häufige Einwirkung angreifender Gase oder Tausalze (Sprühnebel- oder Spitzwasserbereich) oder durch „starken“ chemischen Angriff nach DIN 4030 (siehe auch Abschnitt 13.3).	bis 28	4,0	5,0

Tabelle A 1.2: Mindestbetondeckungsmaße nach DIN 1045 [15]

- Anlage 1.3 -

Mindestnachbehandlungsdauer in Tagen (1 Tag zu 24 Stunden) für Außenbauteile bei Beton-temperaturen <sup>1)</sup> über +10 °C

Umgebungsbedingungen	Festigkeitsentwicklung des Betons gemäß Tafel 2		
	schnell	mittel	langsam
I	1	2	2
II	1	3	4
III	2	4	5

<sup>1)</sup> Temperatur der Betonoberfläche, ersatzweise kann die mittlere Lufttemperatur als ungünstiger Grenzwert zugrunde gelegt werden.

Festigkeitsentwicklung von gebräuchlichen Beton-zusammensetzungen

Festigkeitsentwicklung	w/z-Wert	Zementfestigkeitsklasse
schnell	< 0,50	Z 55 Z 45 F
mittel	< 0,50	Z 35 L
	0,50 bis 0,60	Z 55 Z 45 Z 35 F
langsam	< 0,50	Z 35 L – NW/HS Z 25
	0,50 bis 0,60	Z 35 L

Umgebungsbedingungen

Umgebungsbedingung	Bedingungen für die Einordnung <sup>2)</sup>
I	Vor unmittelbarer Sonneneinstrahlung und vor Windeinwirkung geschützt sowie eine rel. Luftfeuchte durchgehend nicht unter 80%.
II	Mittlere Sonneneinstrahlung und/oder mittlere Windeinwirkung und/oder rel. Luftfeuchte nicht unter 50% abfallend.
III	Starke Sonneneinstrahlung und/oder starke Windeinwirkung und/oder rel. Luftfeuchte unter 50%.

<sup>2)</sup> Für die Einordnung ist der jeweils ungünstigste der drei genannten Einflüsse maßgebend.

Tabelle A 1.3:

Mindestnachbehandlungsdauer für Betone nach der Nachbehandlungsrichtlinie des DAfStb

- Anlage 1.4 -

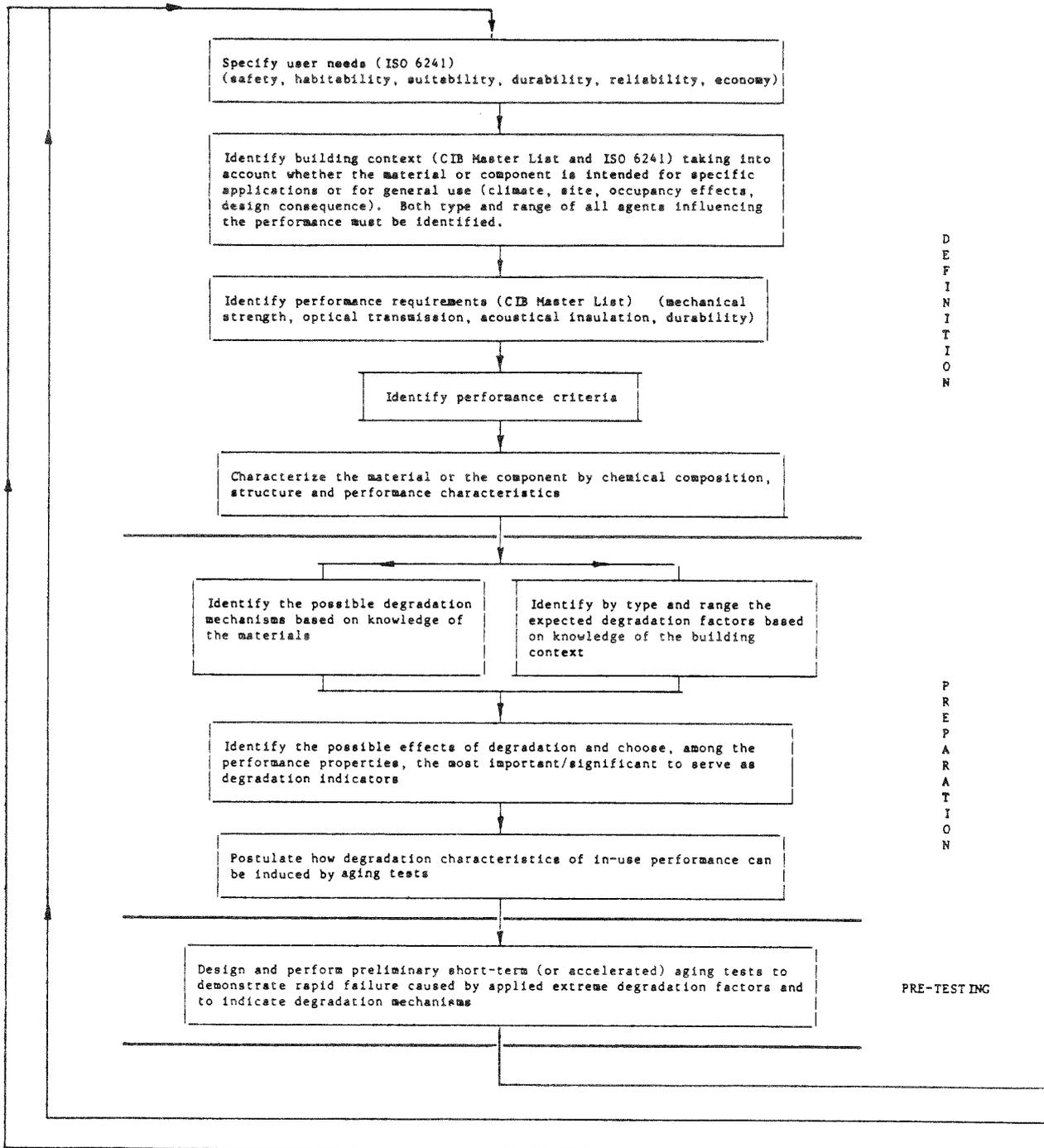


Bild A 1.1-Teil 1: Schema zur Bestimmung von Lebensdauervorher-  
sagen nach (150)

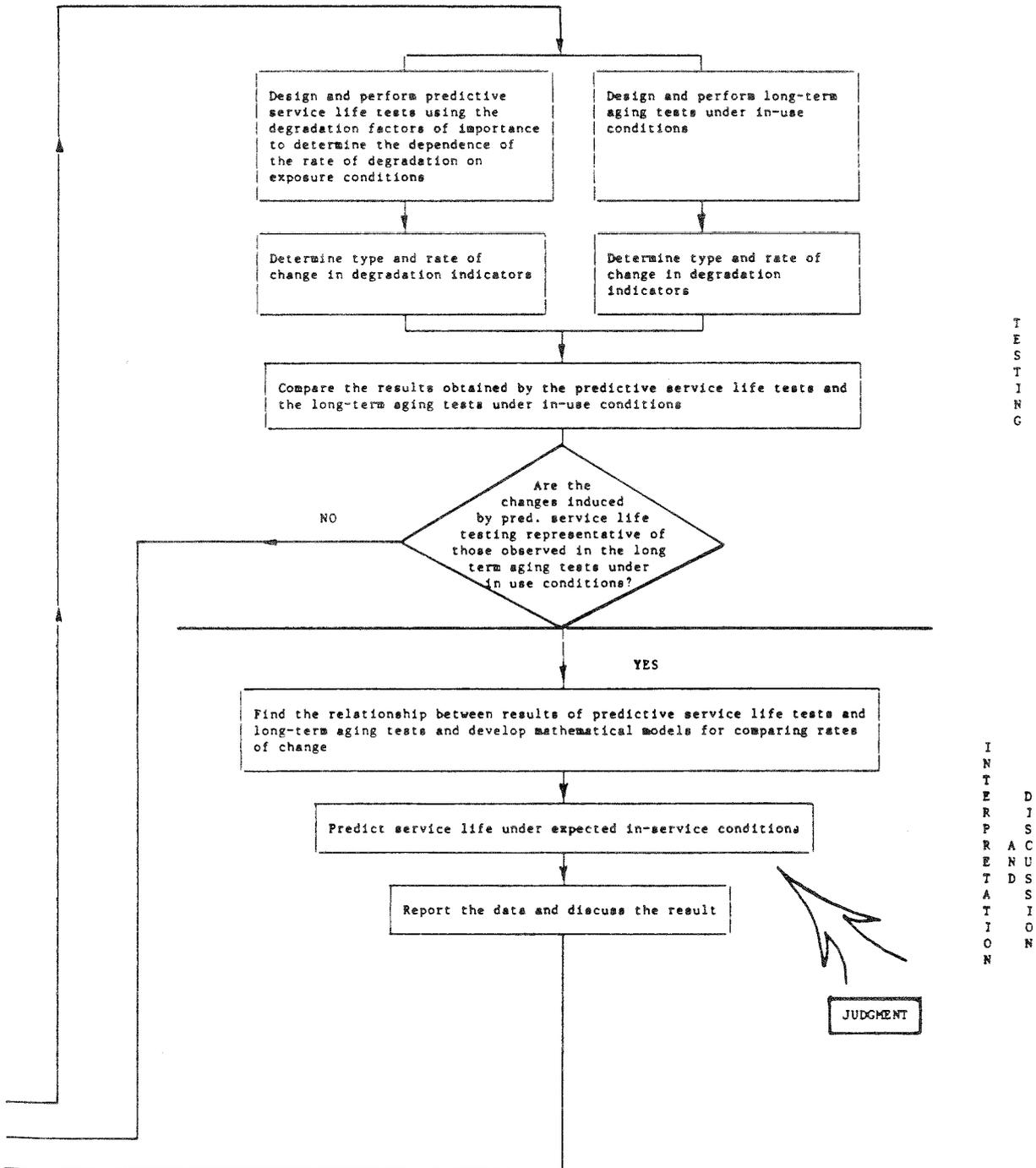


Bild A 1.1-Teil 2: Schema zur Bestimmung von Lebensdauervorhersagen nach (150)

- Anlage 2.1 -

Bestandteil [M-%]	PZ 35F	PZ 45F	EPZ 35F	HOZ 35L	PKZ 35F	Flug- asche
Unlös1. Rückstand	0,29	0,38	0,36	0,90	0,62	-
SiO <sub>2</sub>	20,34	21,25	25,01	26,82	18,27	-
CaO	63,93	63,05	56,05	49,71	67,83	-
fr. CaO	1,52	1,17	-	-	-	-
MgO	1,70	0,10	3,10	2,98	1,10	-
SO <sub>3</sub>	3,41	3,25	1,32	3,63	1,57	0,93
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	5,49	5,36	8,12	11,57	5,22	-
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3,13	2,95	2,26	1,50	2,86	-
Cl	<0,01	<0,01	0,01	0,04	0,01	<0,01
K <sub>2</sub> O	1,44	1,38	1,23	1,30	0,09	-
Hüttensand [M-%]	-	-	35	65	-	-
C <sub>3</sub> S (*)	60,7	51,2	-	-	-	-
C <sub>2</sub> S	12,6	22,4	-	-	-	-
C <sub>3</sub> A	9,3	9,2	-	-	-	-
C <sub>4</sub> AF	9,5	9,0	-	-	-	-
Spez. Oberfläche [cm <sup>2</sup> /g] (Blaine)	3336	4414	-	-	-	4648

Tabelle A 2.1: Analyse der Zemente und der Flugasche  
 Alle Werte in M.-% und glühverlustfrei  
 (\* Klinkerphasen nach Bogue [126])

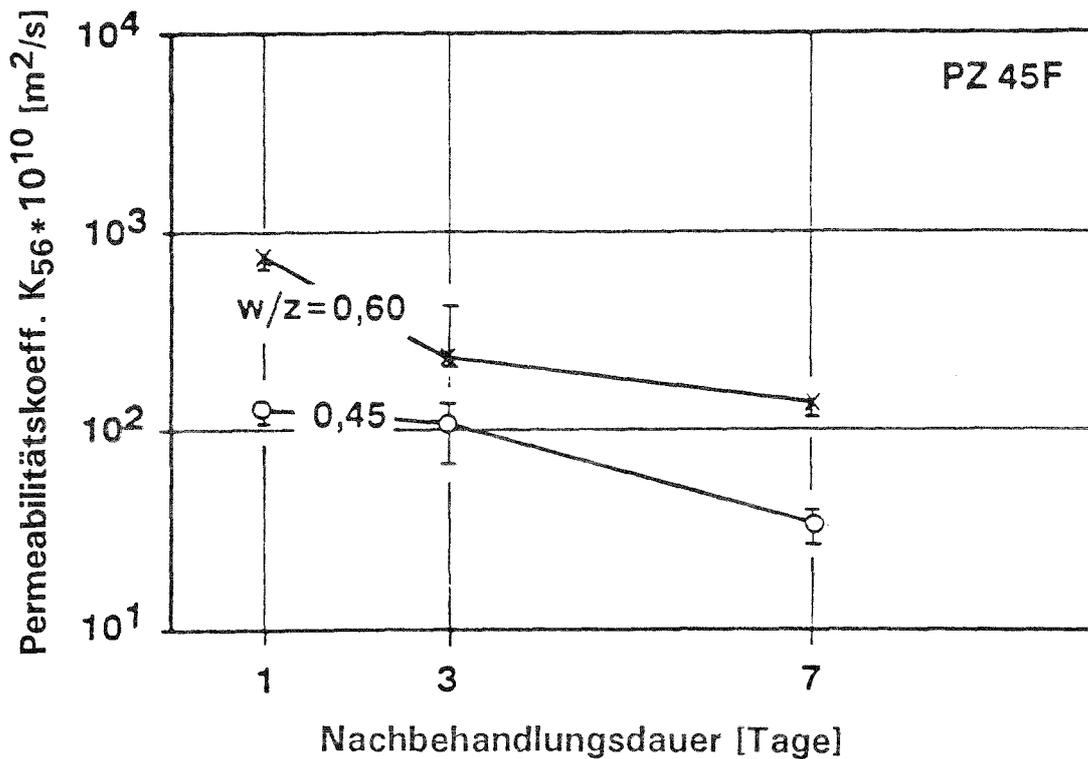
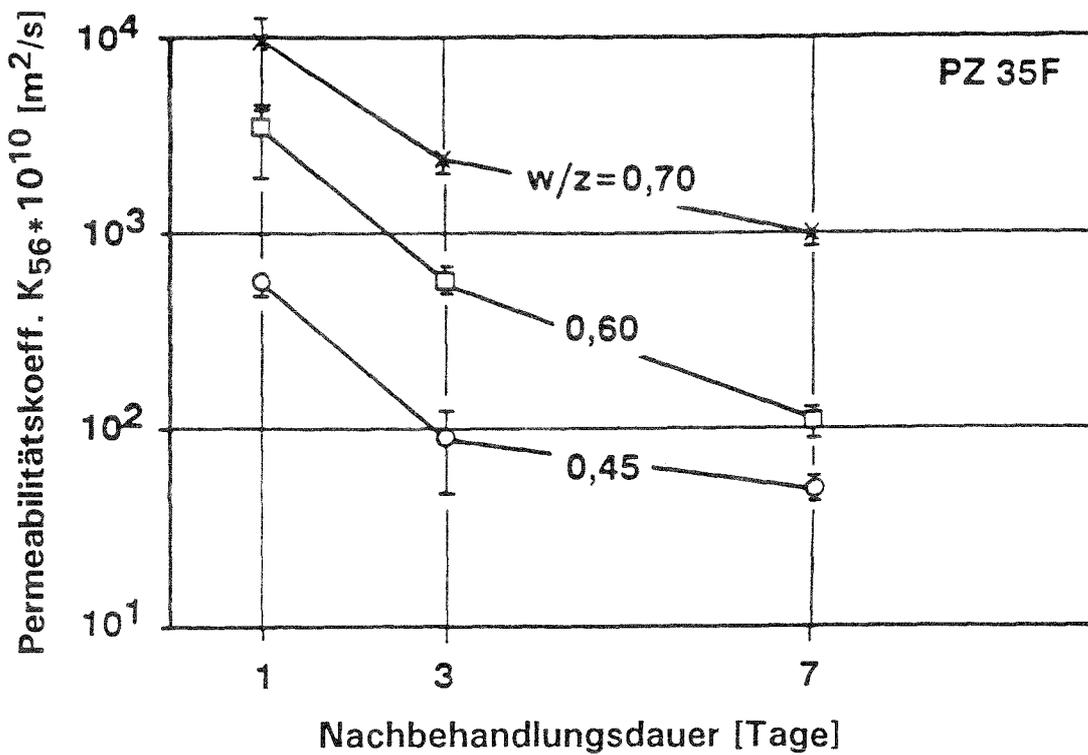


Bild A 3.1 und 3.2: Einfluß des w/z-Wertes auf den Permeabilitätskoeffizienten, Prüffalter: 56 Tage

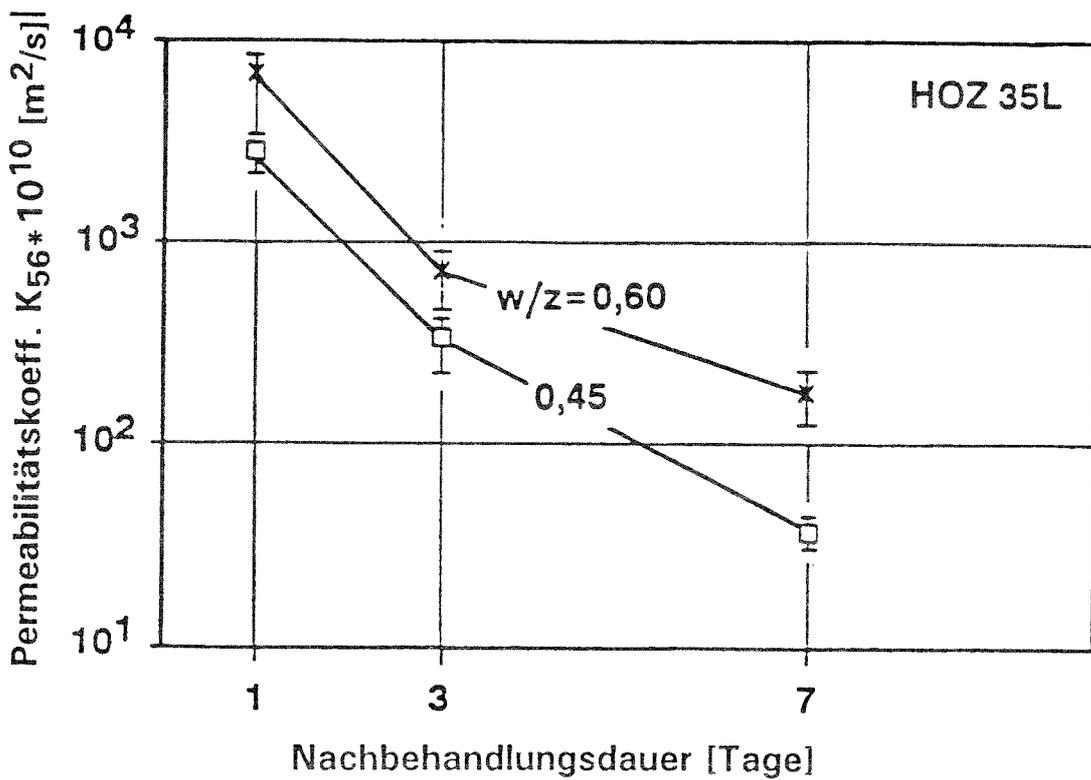
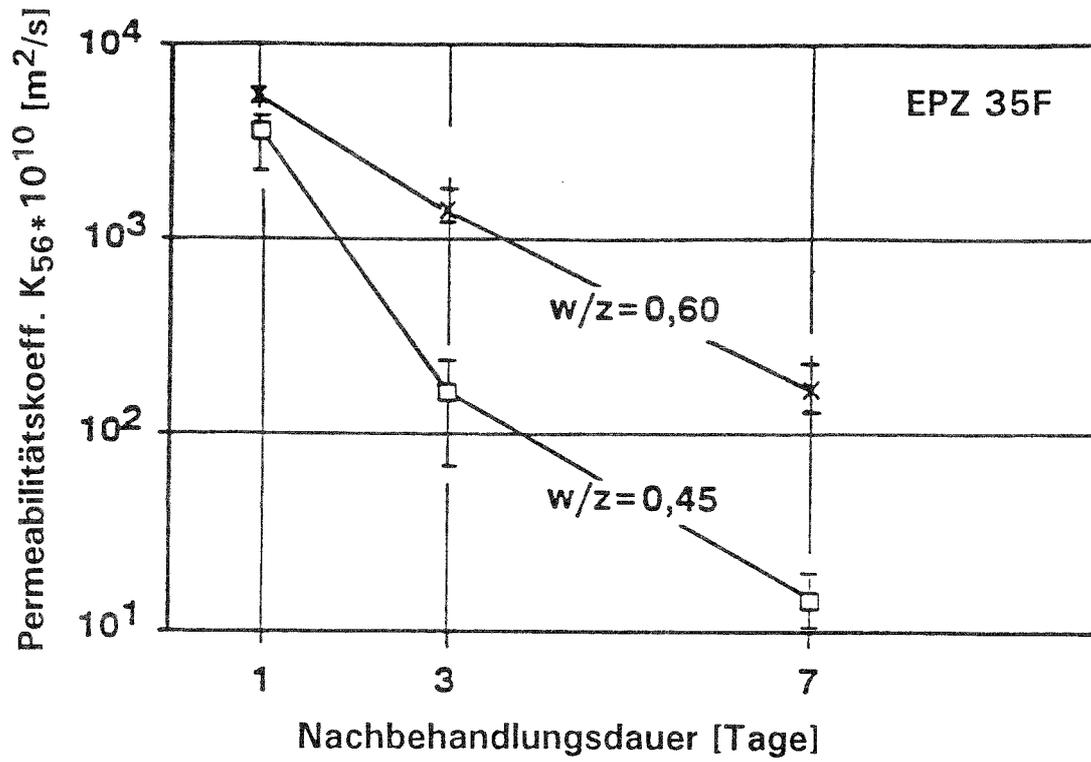


Bild A 3.3 und 3.4: Einfluß des  $w/z$ -Wertes auf den Permeabilitätskoeffizienten, Prüffilter: 56 Tage

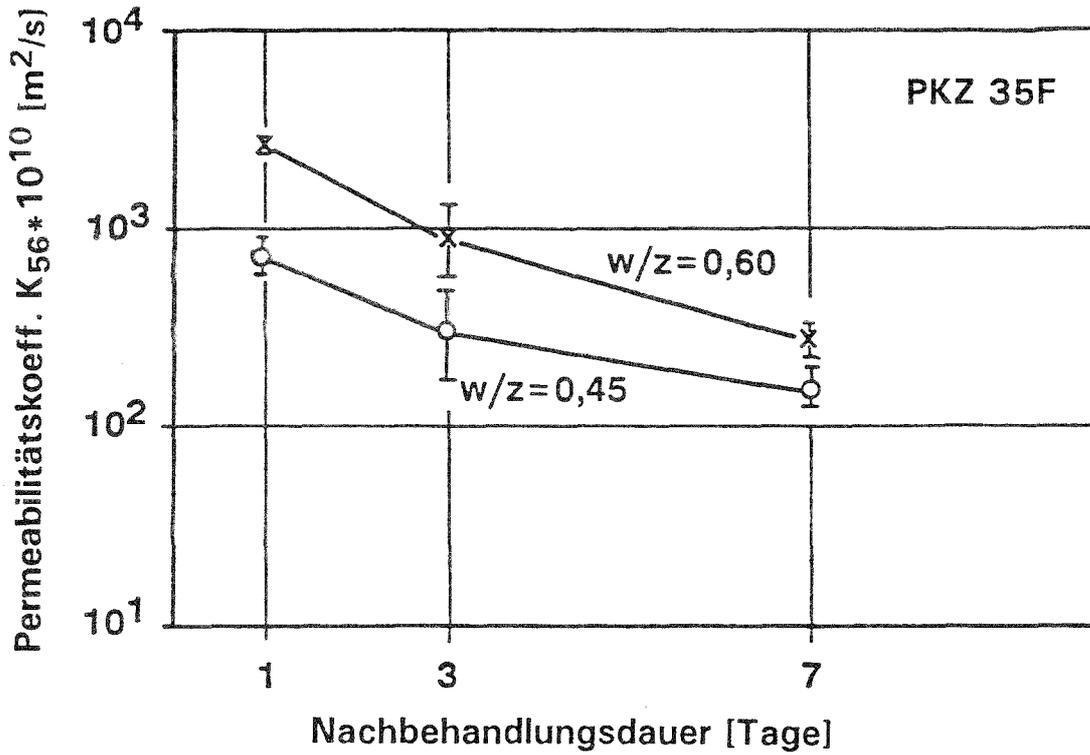


Bild A 3.5: Einfluß des  $w/z$ -Wertes auf den Permeabilitätskoeffizienten, Prüfalter: 56 Tage

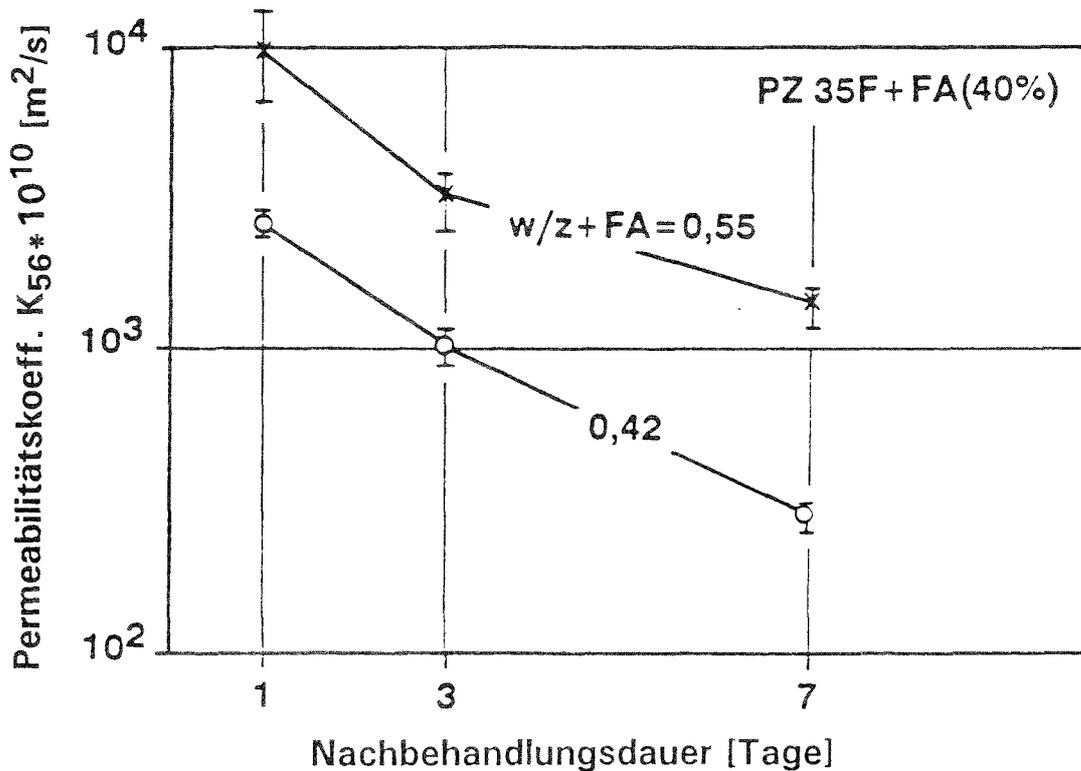


Bild A 3.6: Einfluß des  $w/(z+FA)$ -Wertes auf den Permeabilitätskoeffizienten, Prüfalter: 56 Tage

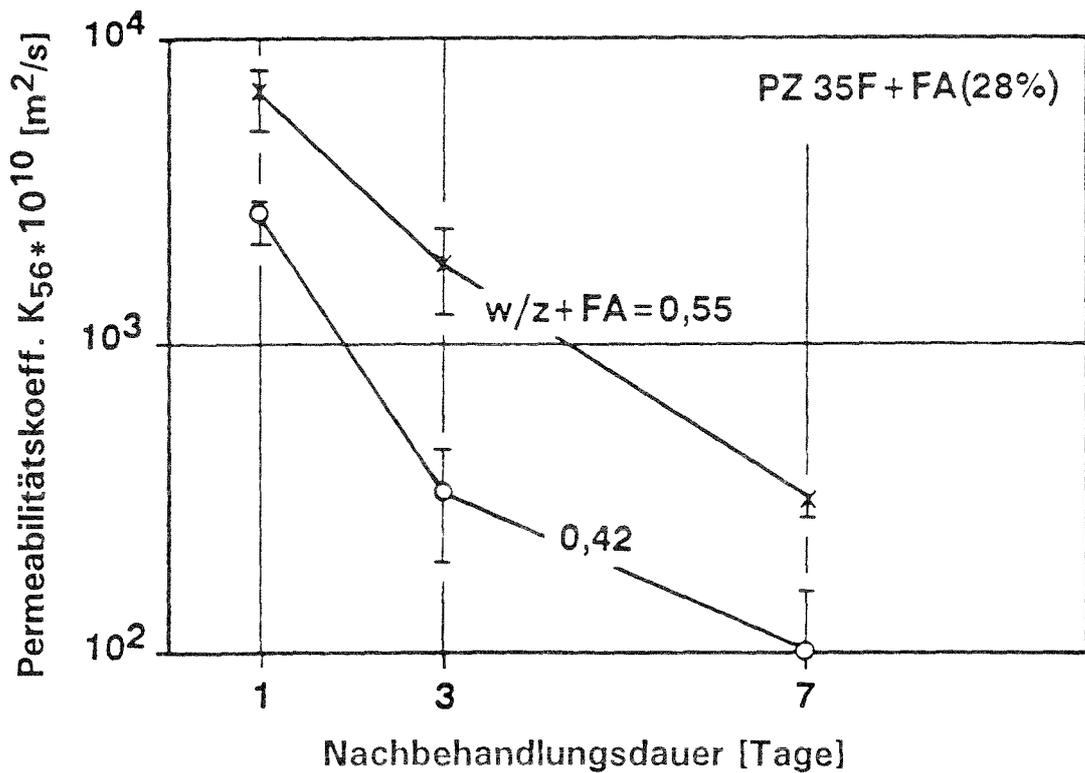
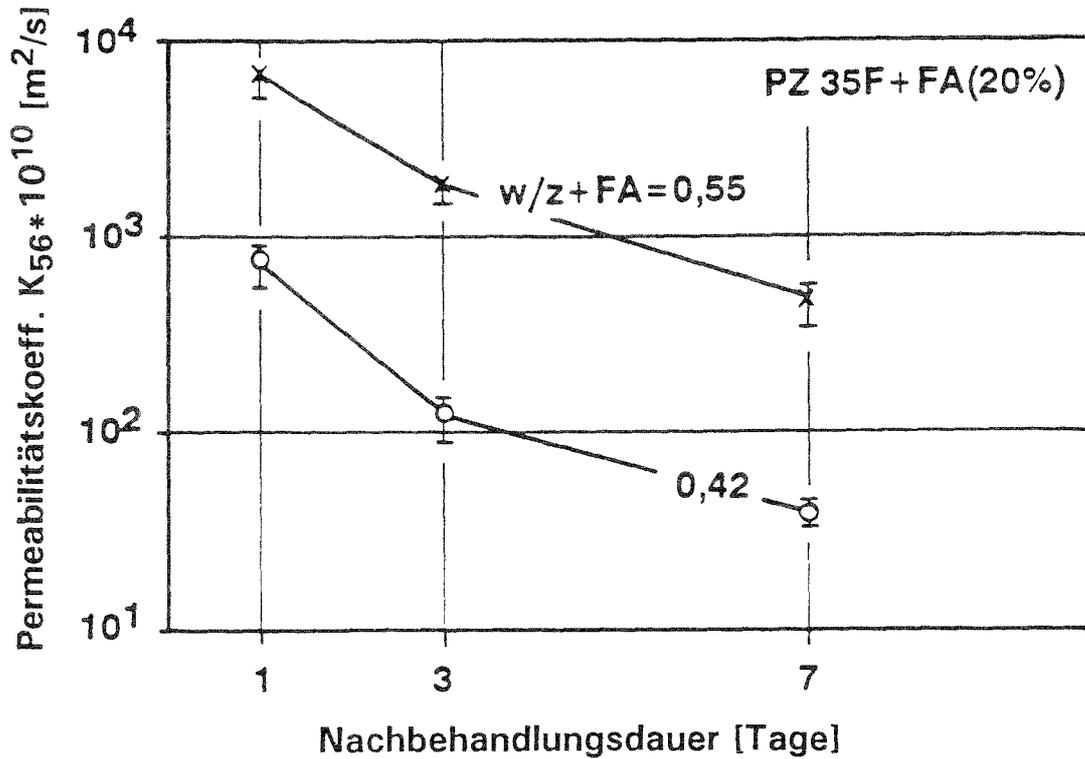


Bild A 3.7 und 3.8: Einfluß des  $w/(z+FA)$ -Wertes auf den Permeabilitätskoeffizienten, Prüffalter: 56 Tage

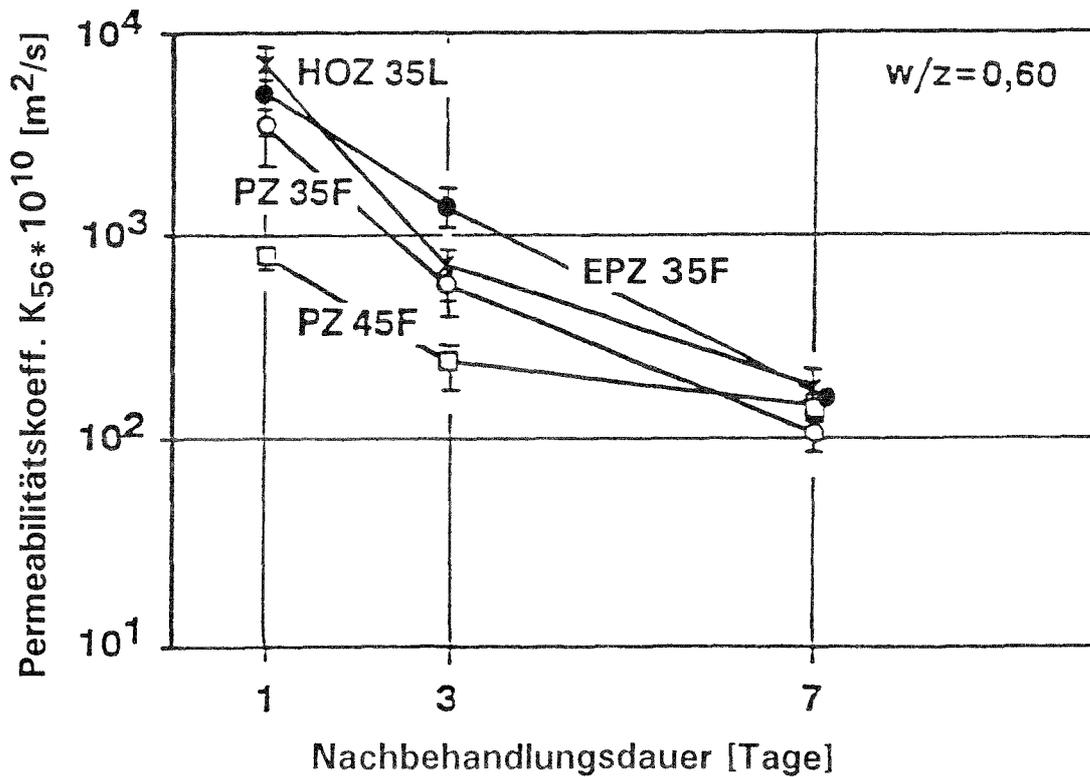
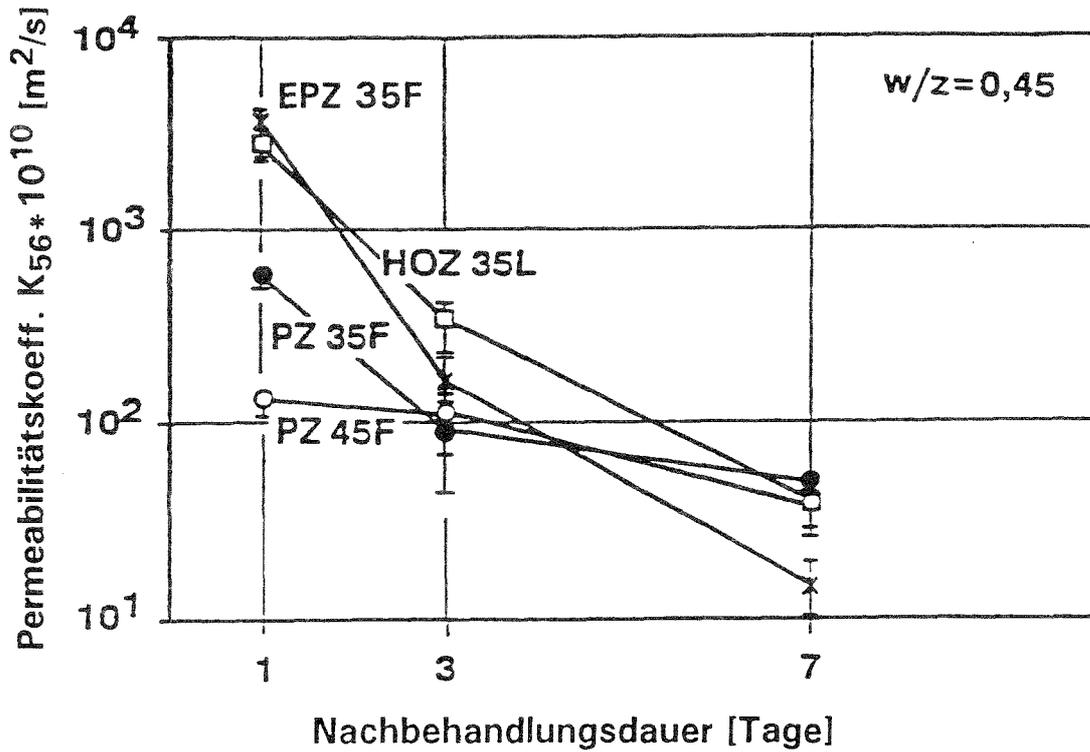


Bild A 3.9 und 3.10: Einfluß der Zementart auf den Permeabilitätskoeffizienten, Prüfalter: 56 Tage

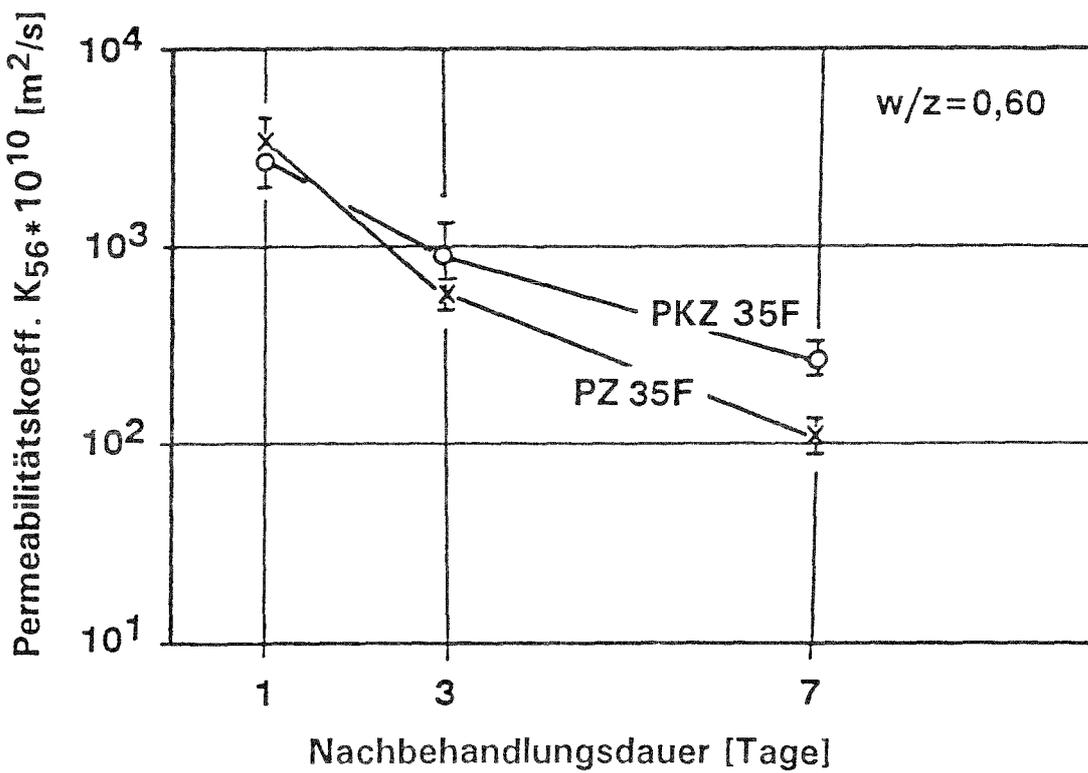
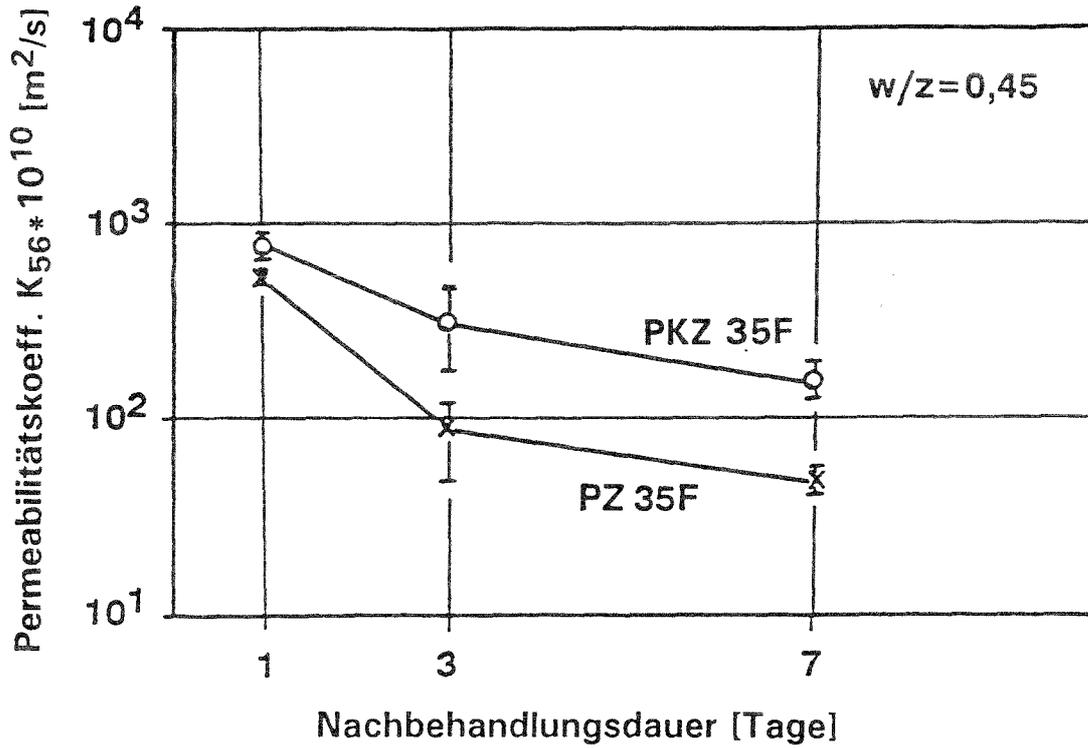


Bild A 3.11 und 3.12: Einfluß der Zementart auf den Permeabilitätskoeffizienten, Prüffalter: 56 Tage

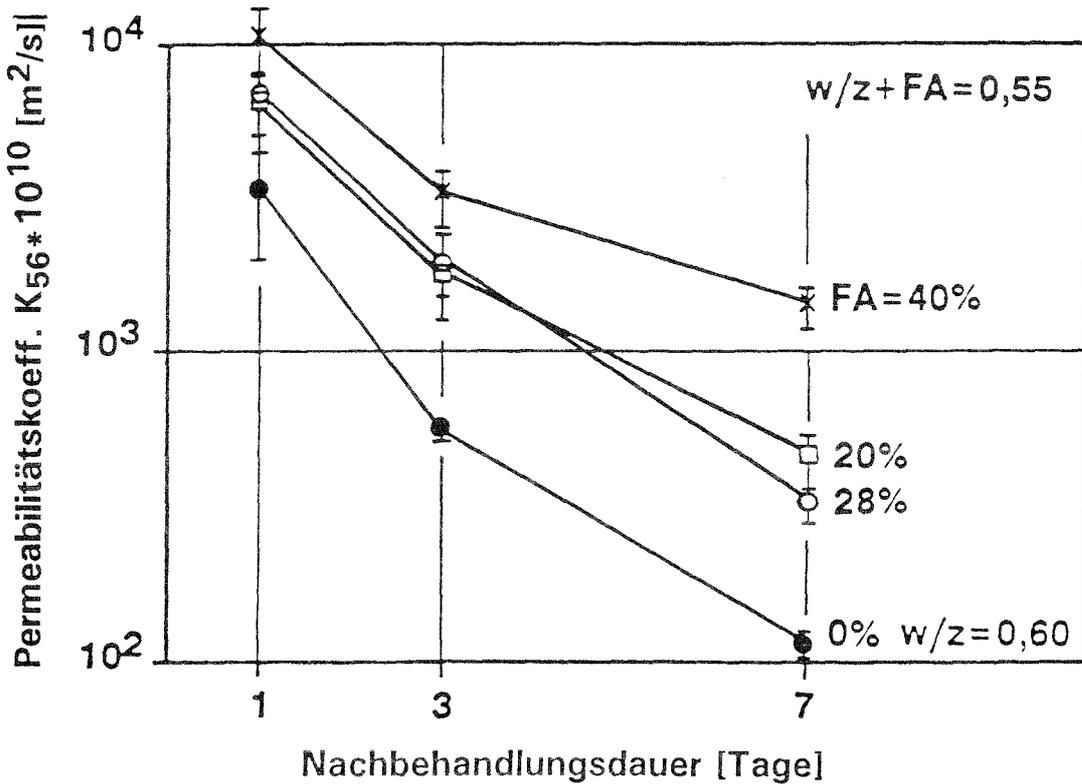
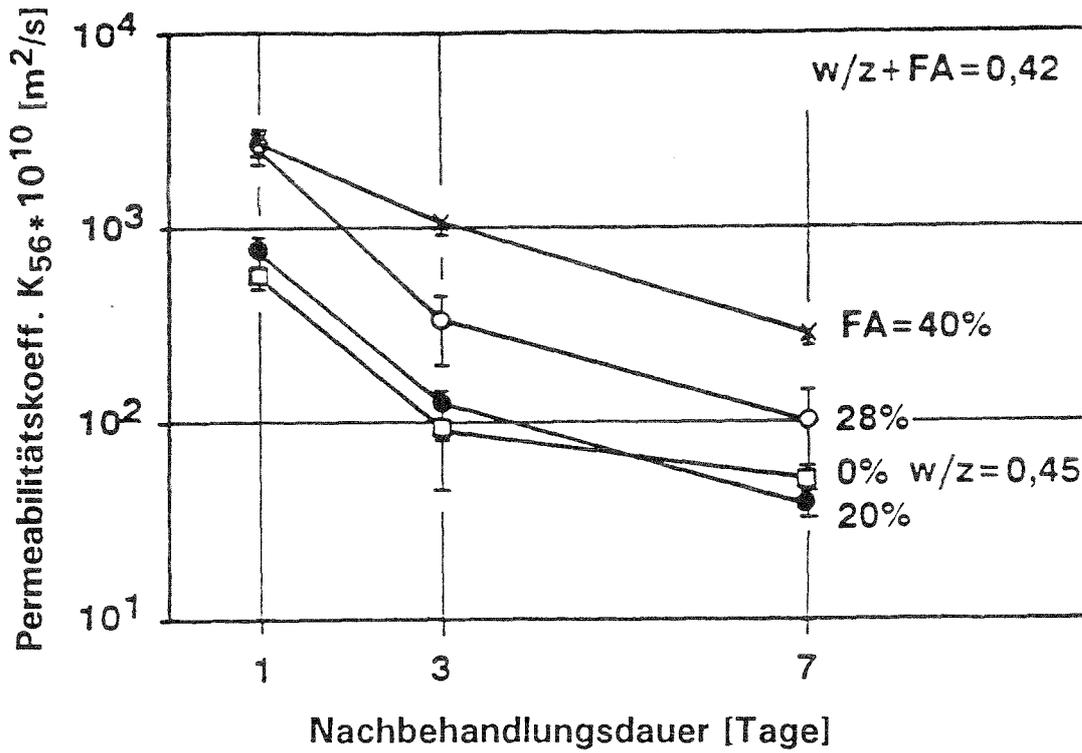


Bild A 3.13 und 3.14: Einfluß des Flugaschegehaltes auf den Permeabilitätskoeffizienten, Prüflalter: 56 Tage

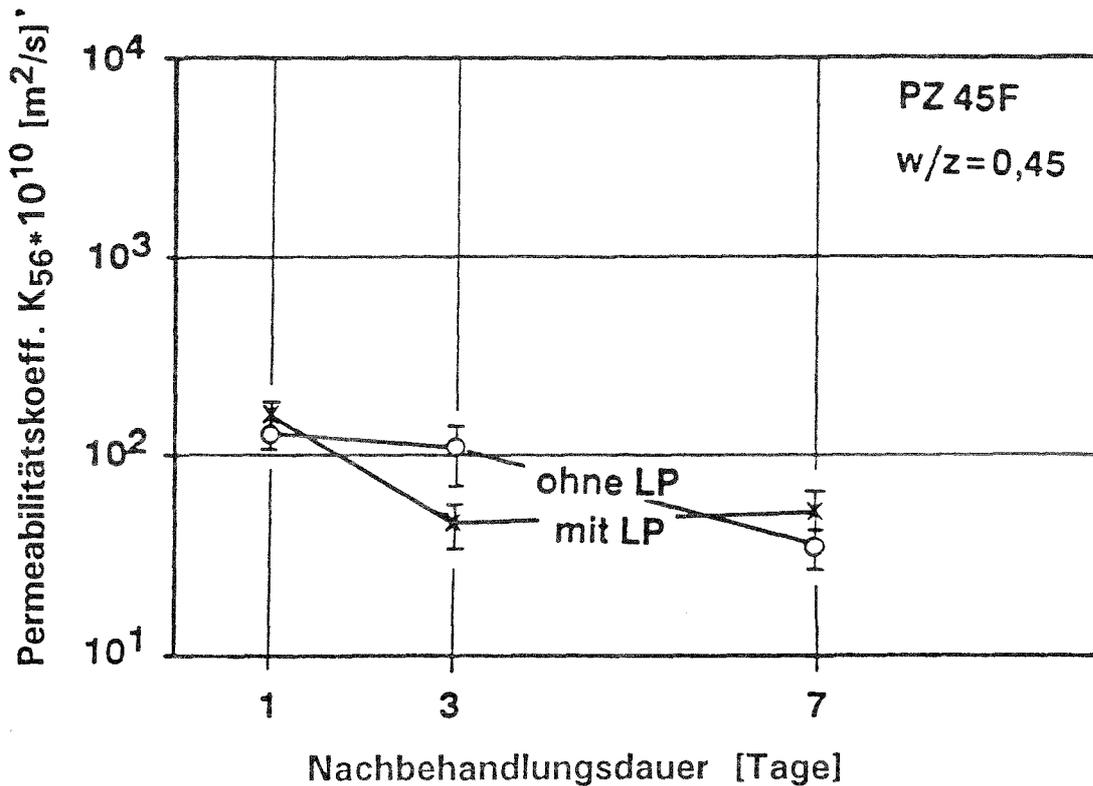
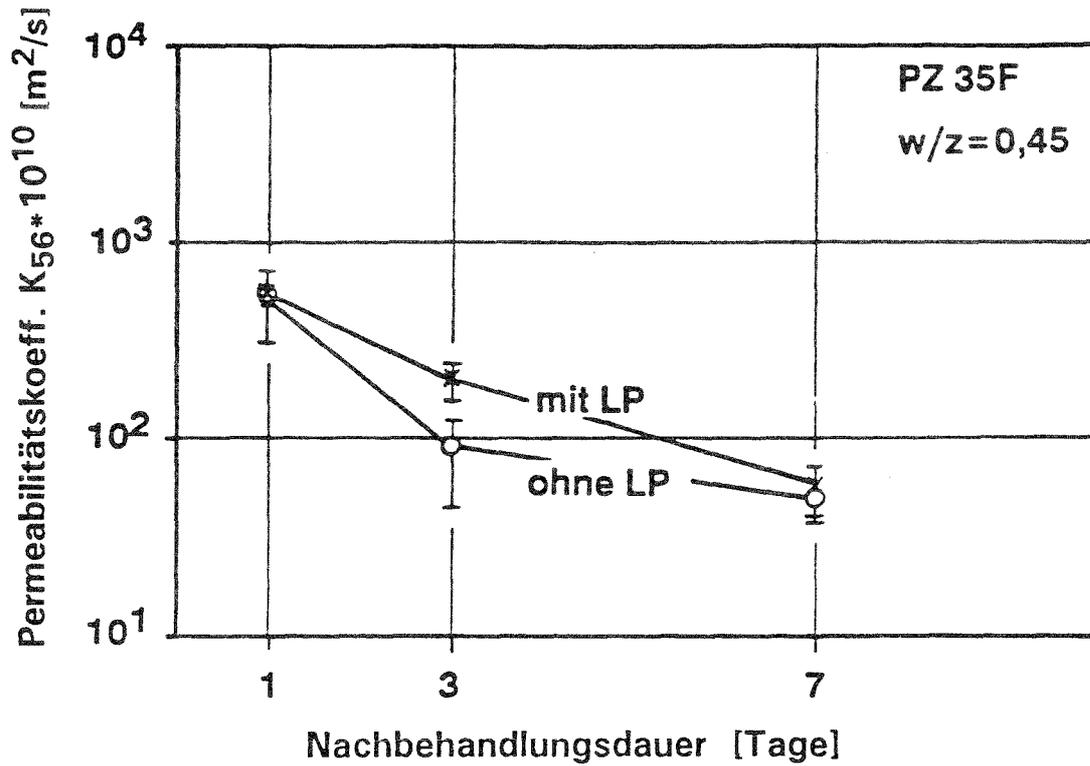


Bild A 3.15 und 3.16: Einfluß der Zugabe von LP-Bildner auf den Permeabilitätskoeffizienten, Prüfalter: 56 Tage

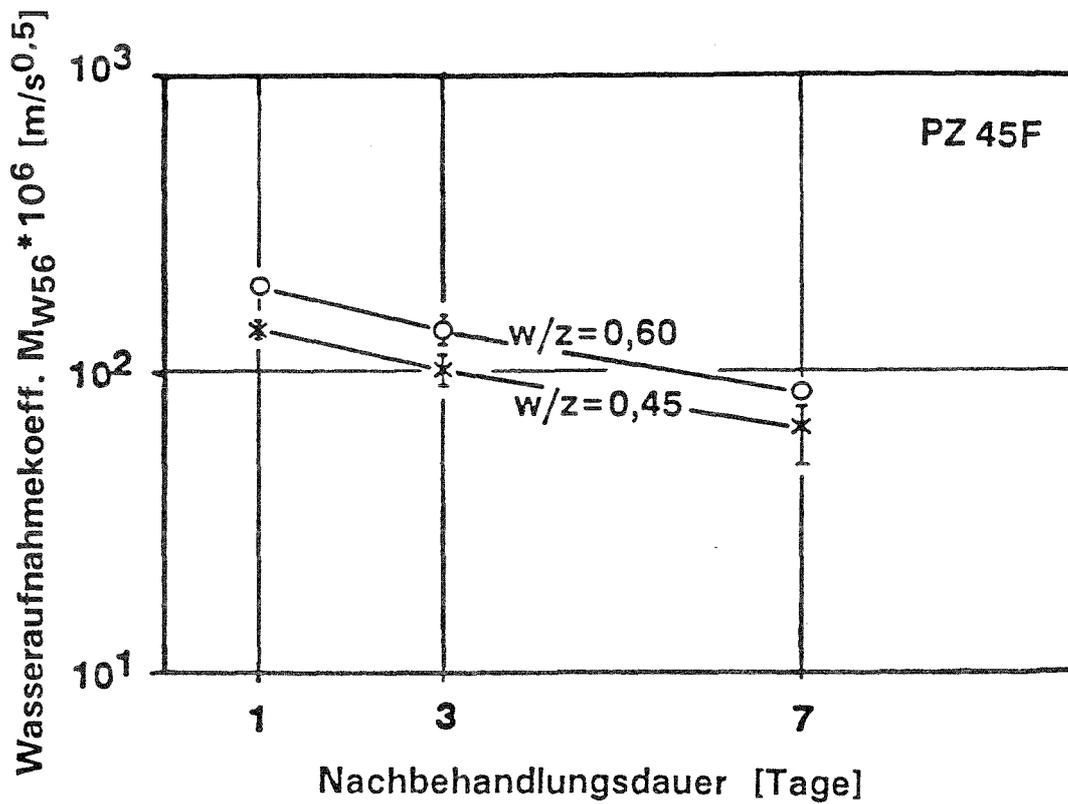
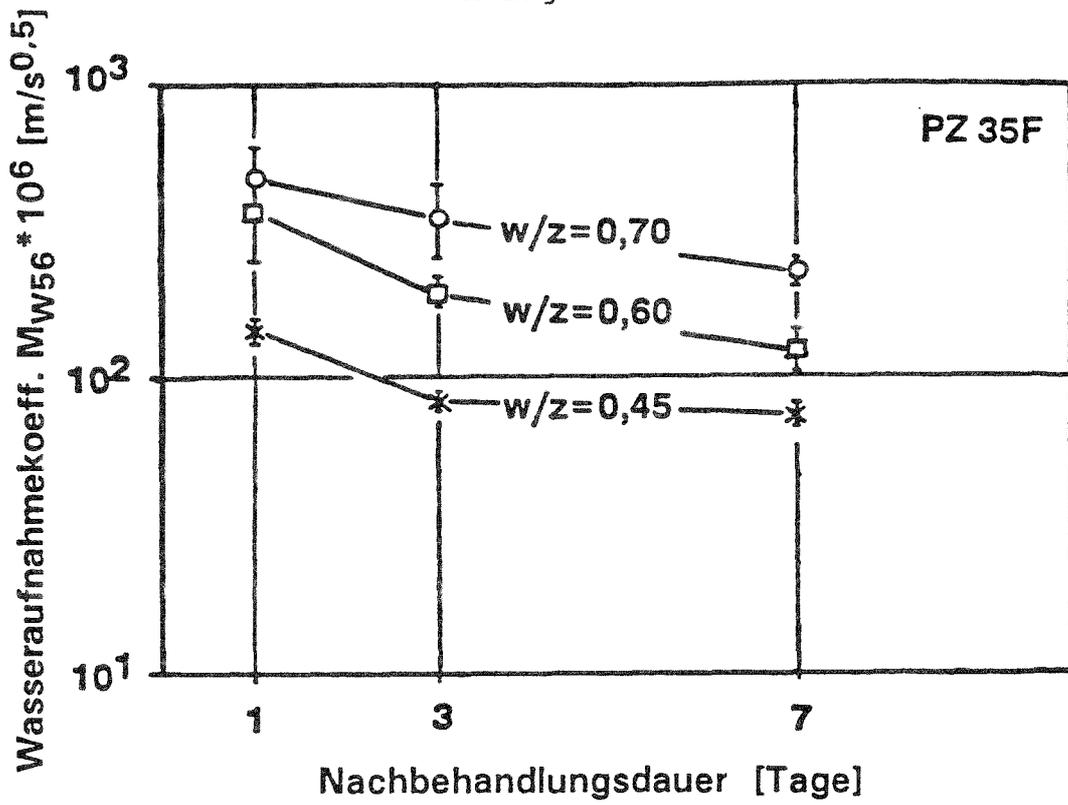


Bild A 4.1 und 4.2: Einfluß des w/z-Wertes auf den Wasseraufnahmekoeffizienten, Prüffalter: 56 Tage

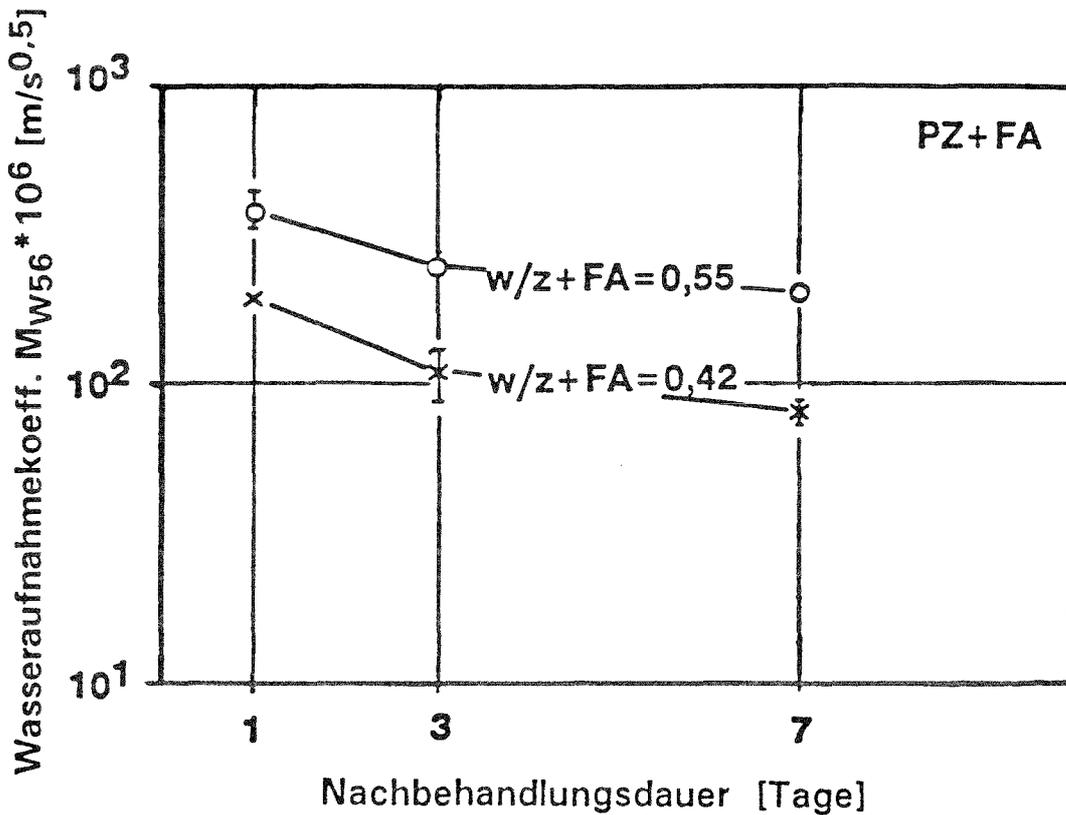
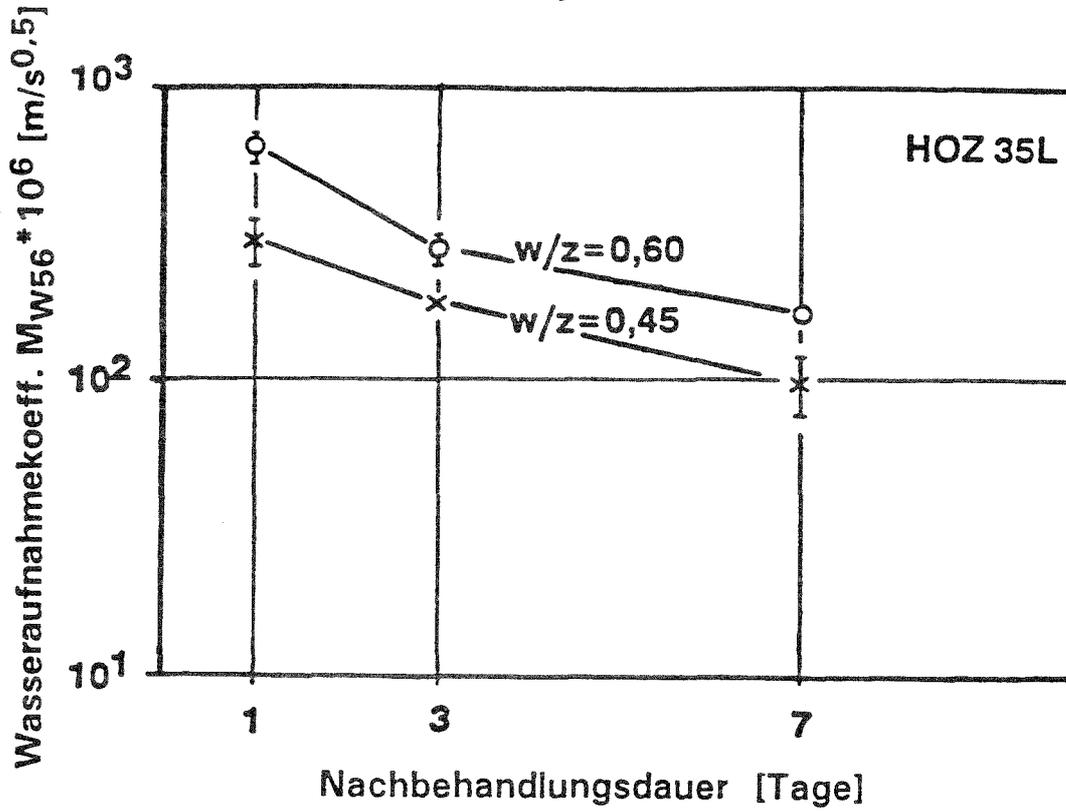


Bild A 4.3 und 4.4: Einfluß des  $w/(z+FA)$ -wertes) auf den Wasseraufnahmekoeffizienten, Prüffalter: 56 Tage

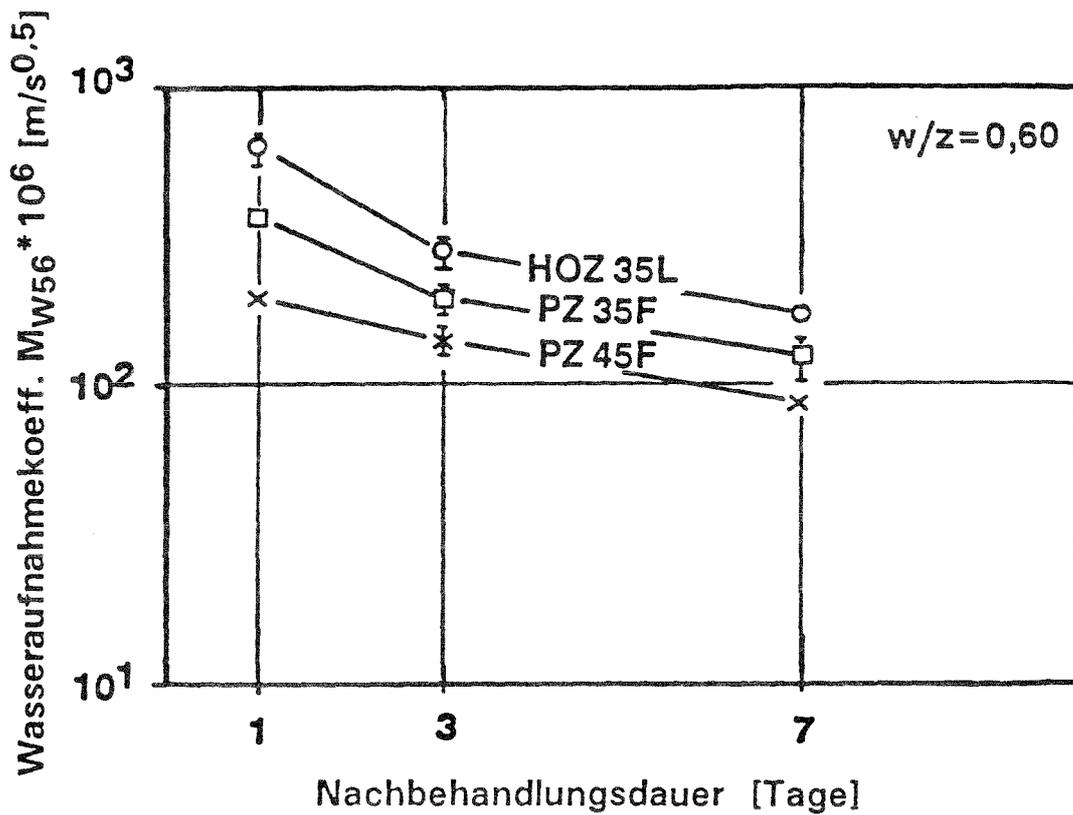
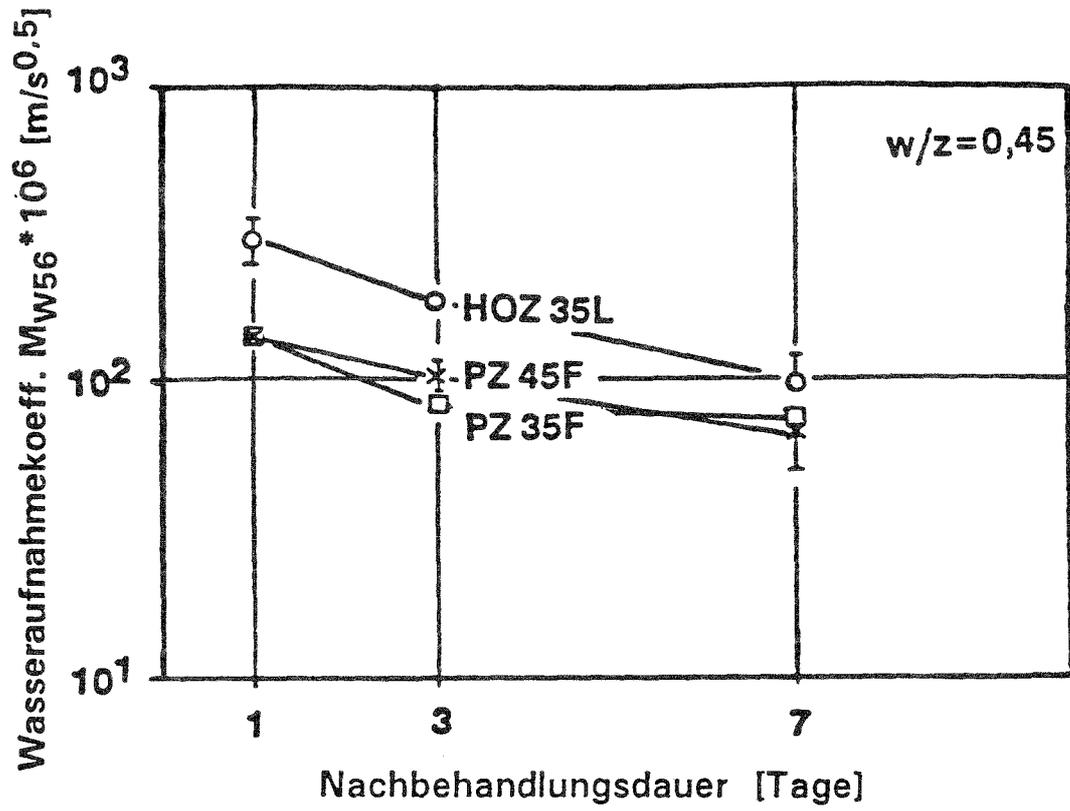


Bild A 4.5 und 4.6: Einfluß der Zementart auf den Wasseraufnahmekoeffizienten, Prüffilter: 56 Tage

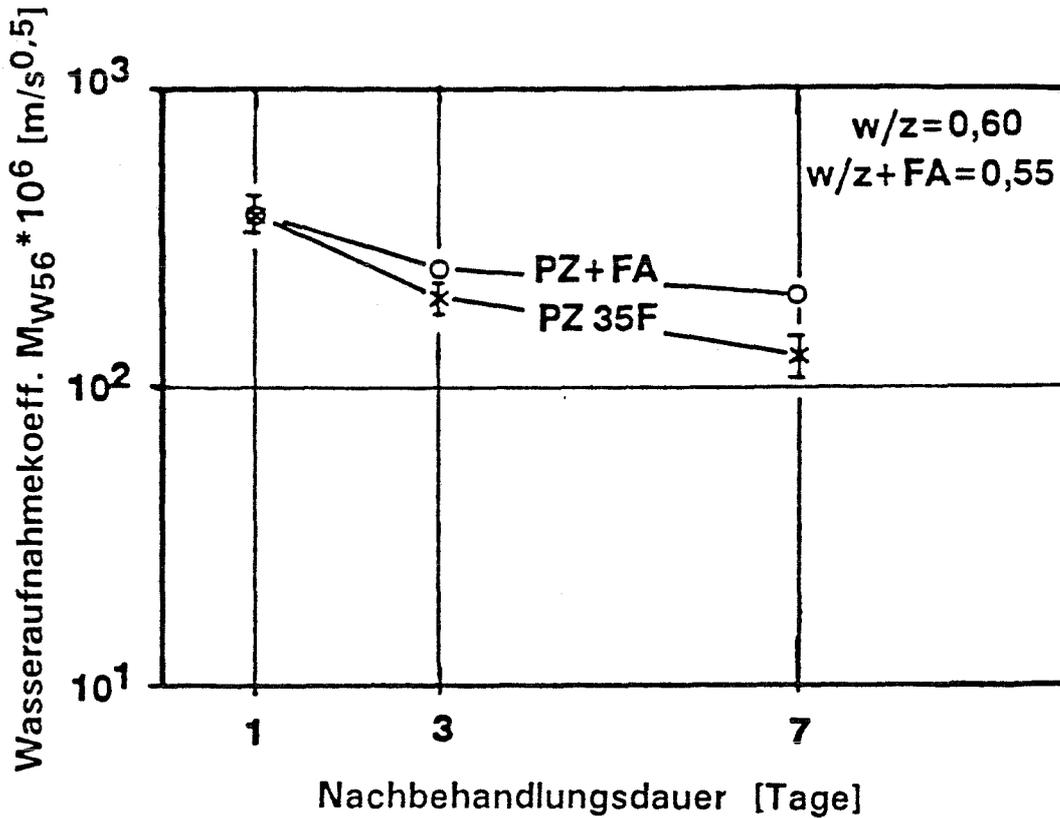
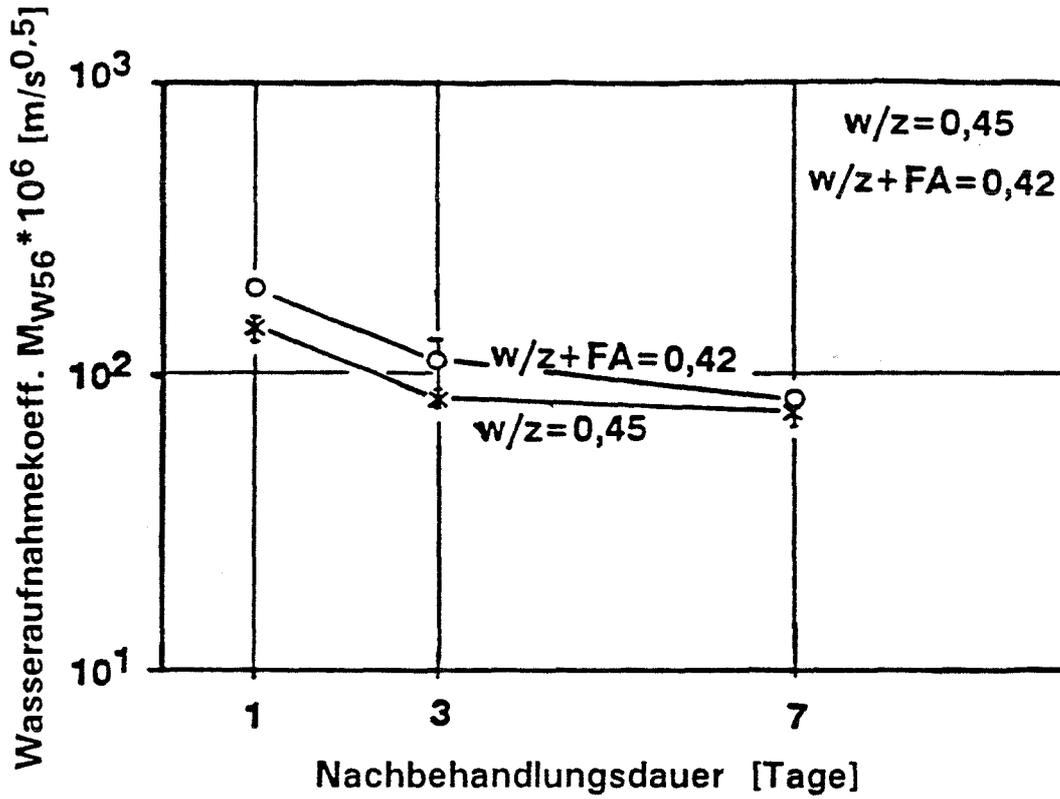


Bild A 4.7 und 4.8: Einfluß der Zugabe von Flugasche auf den Wasseraufnahmekoeffizienten, Prüfalter: 56 Tage

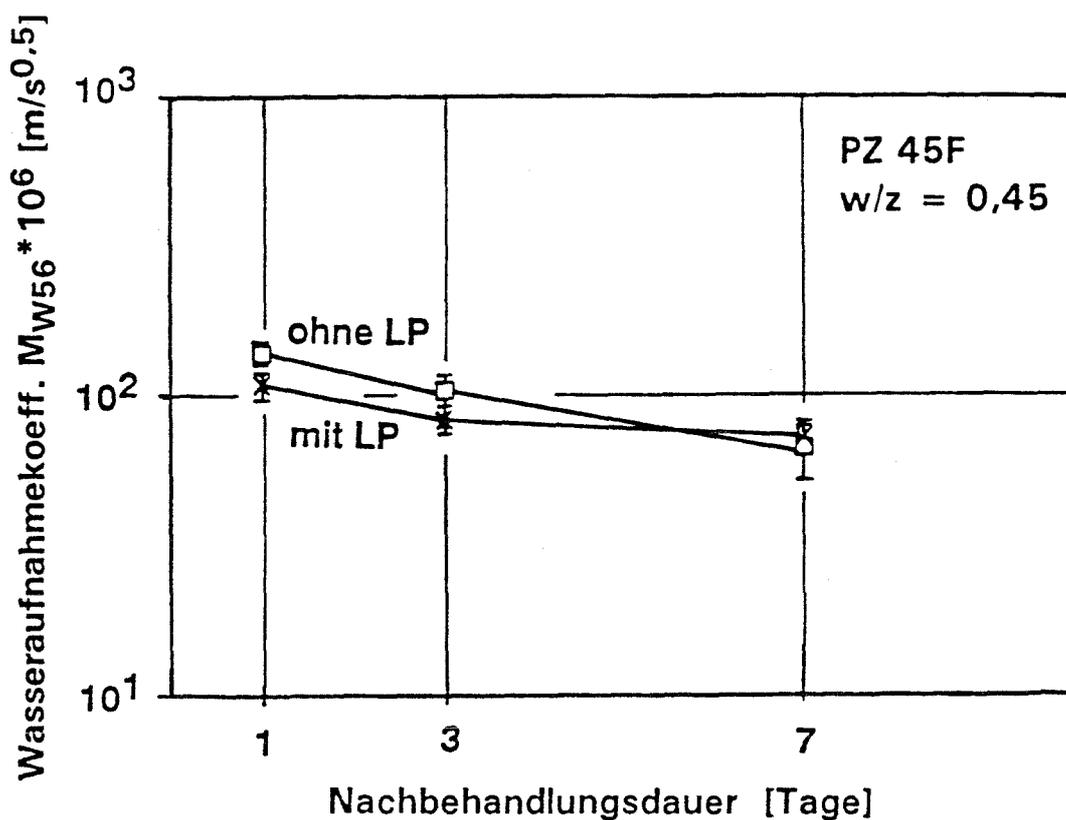
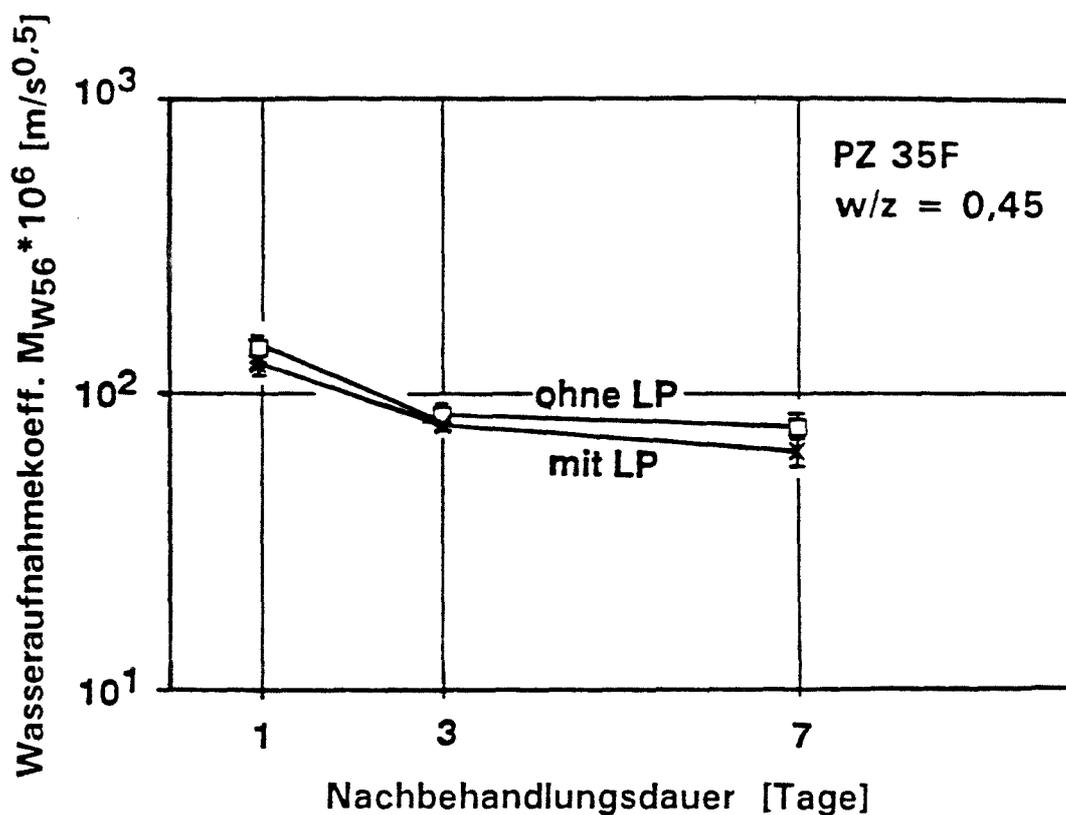


Bild A 4.9 und 4.10: Einfluß der Zugabe von LP-Bildner auf den Wasseraufnahmekoeffizienten, Prüffalter: 56 Tage

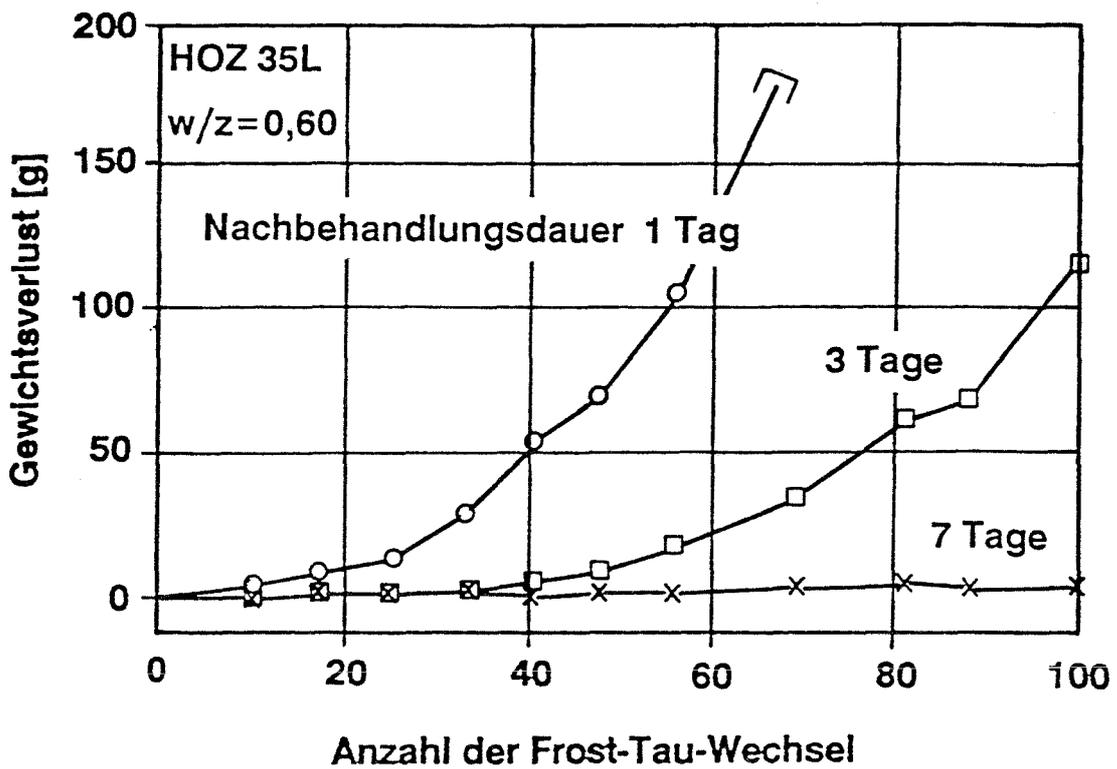
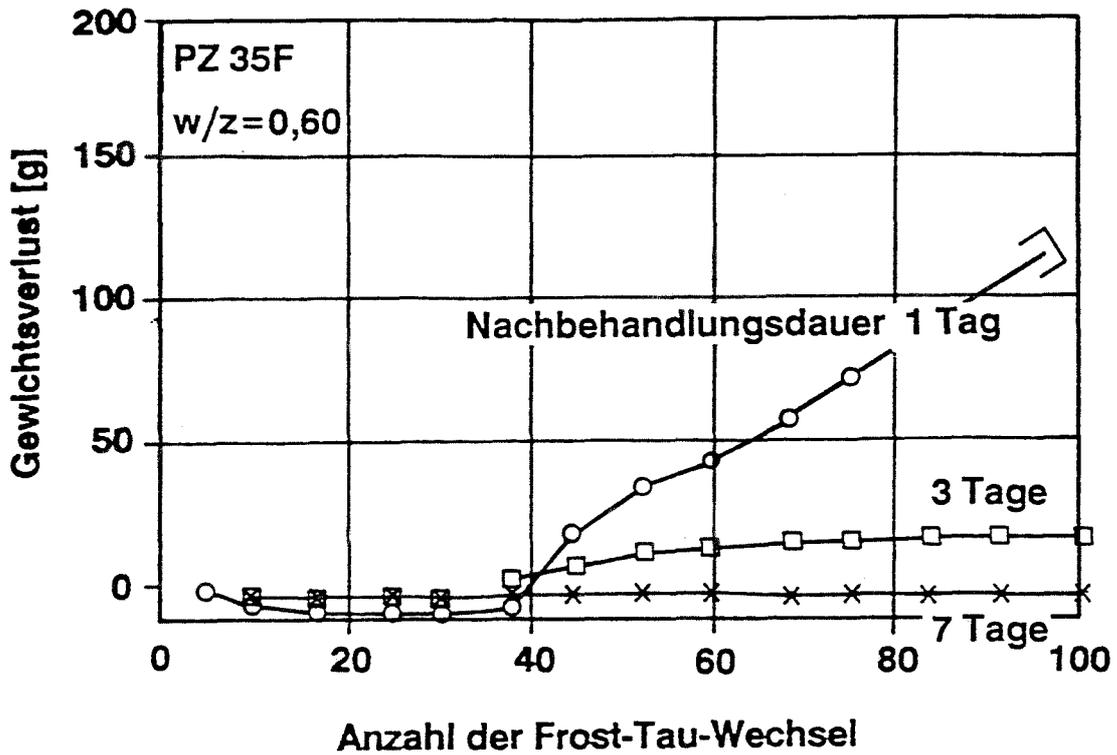


Bild A 5.1 und 5.2: Frost-Tauwechselfverhalten der Betone der Serien A und G

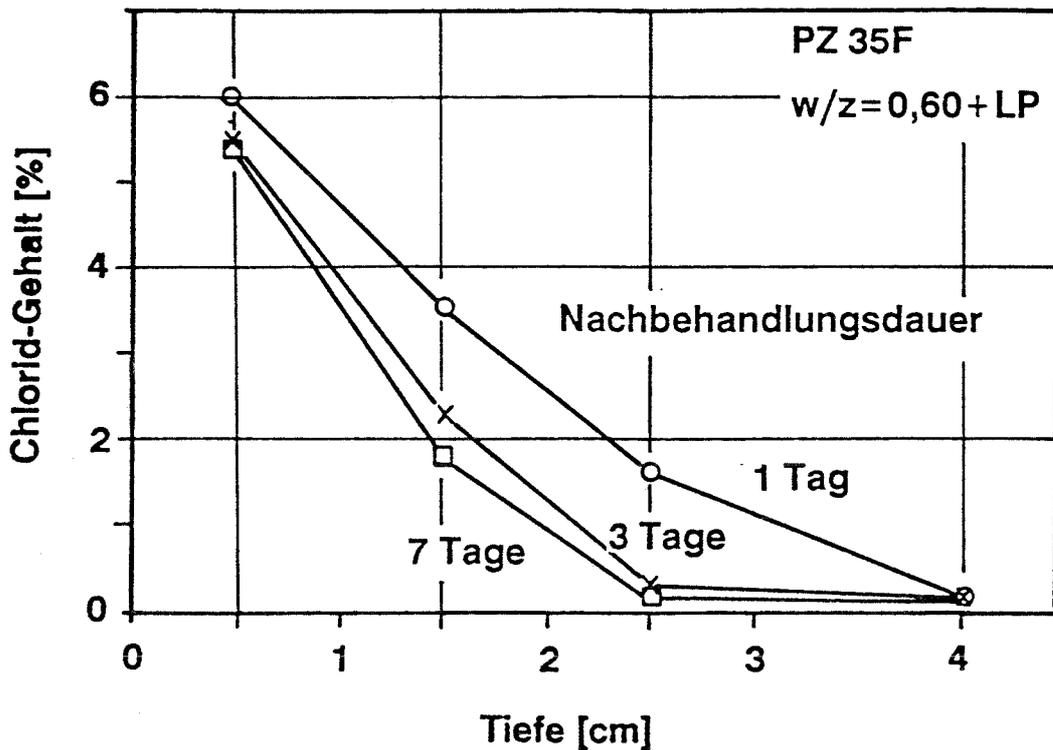
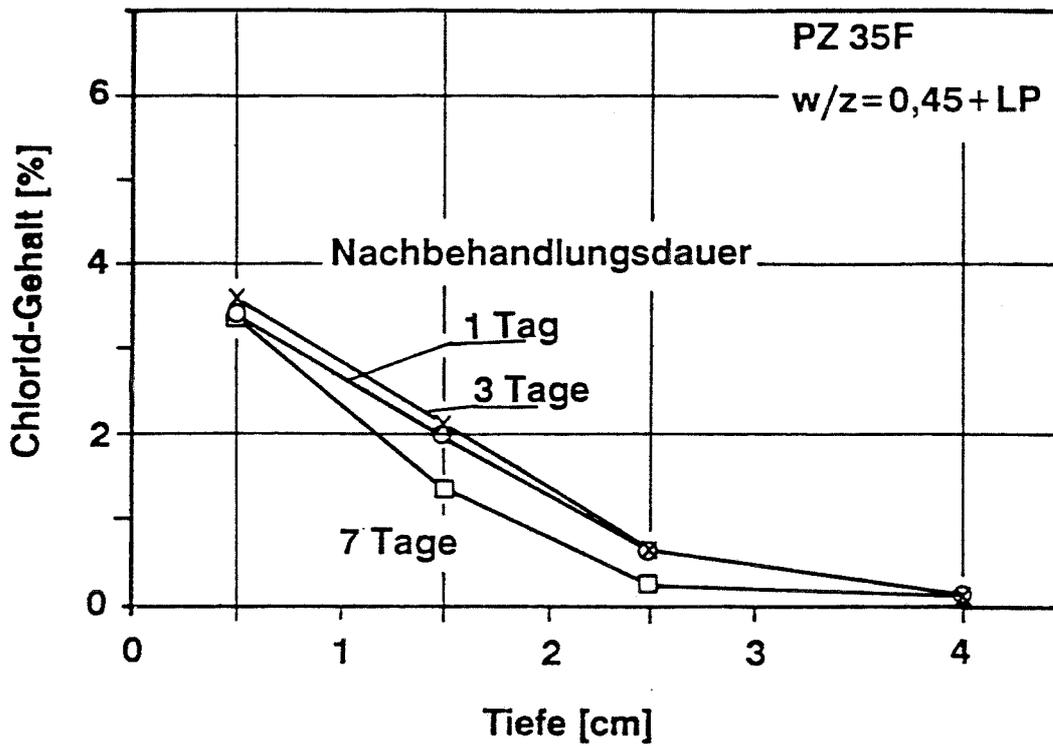


Bild A 6.1 und 6.2: Chloridverteilung im Zementstein nach einer Auslagerung von 16 Wochen

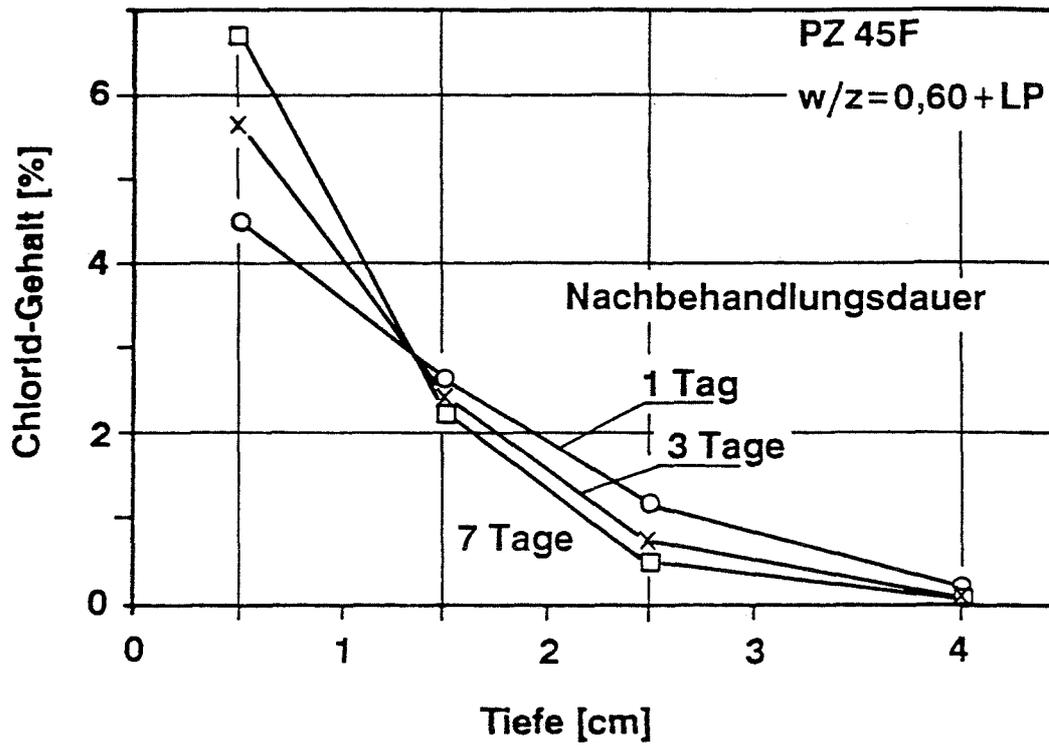


Bild A 6.3: Chloridverteilung im Zementstein nach einer Auslagerung von 16 Wochen

- Anlage 7.1 -

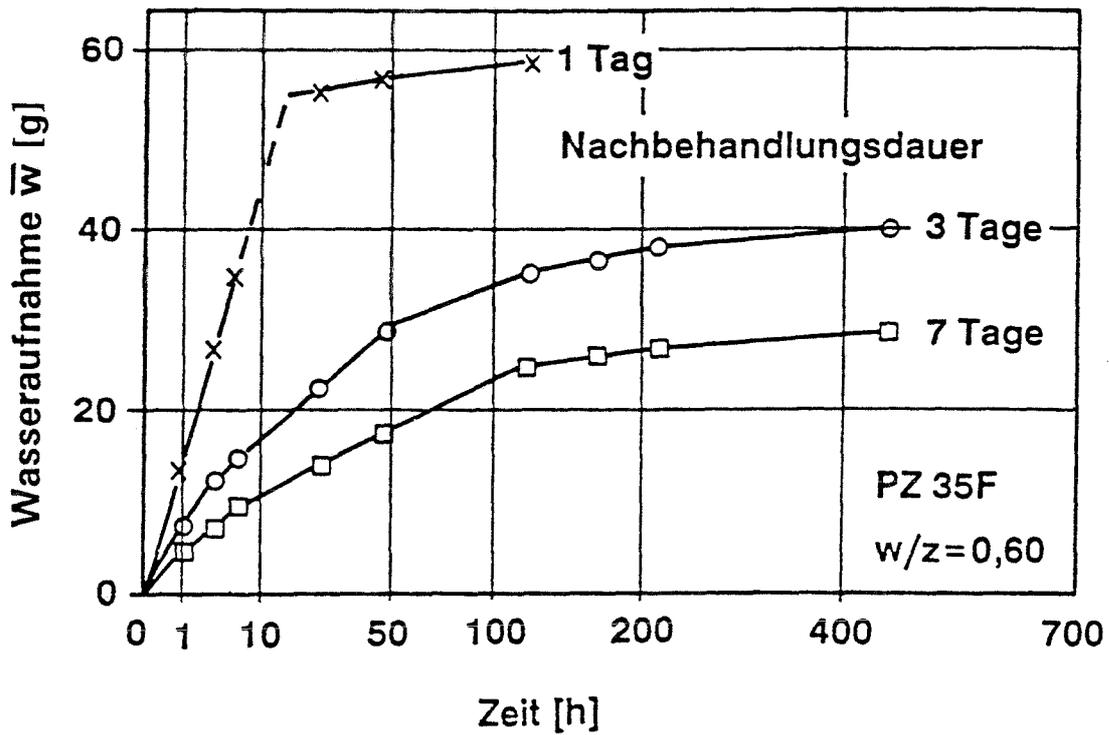
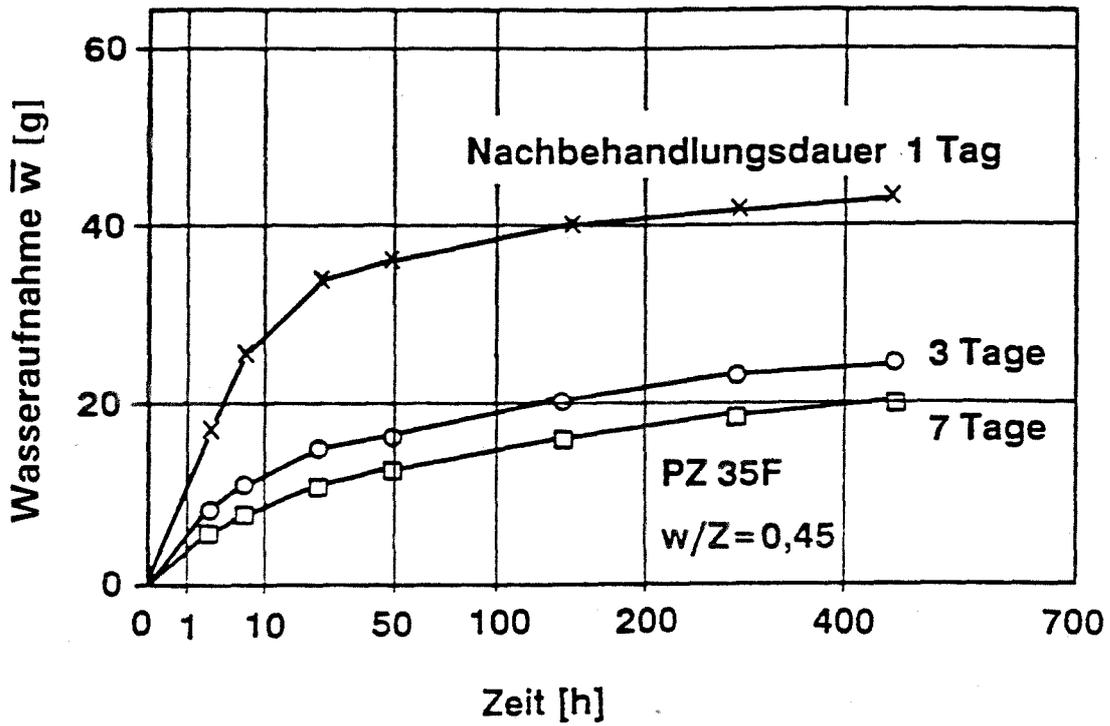


Bild A 7.1 und 7.2: Verlauf der kapillaren Wasseraufnahme ( $\sqrt{t}$  - Maßstab), Prüffalter: 56 Tage

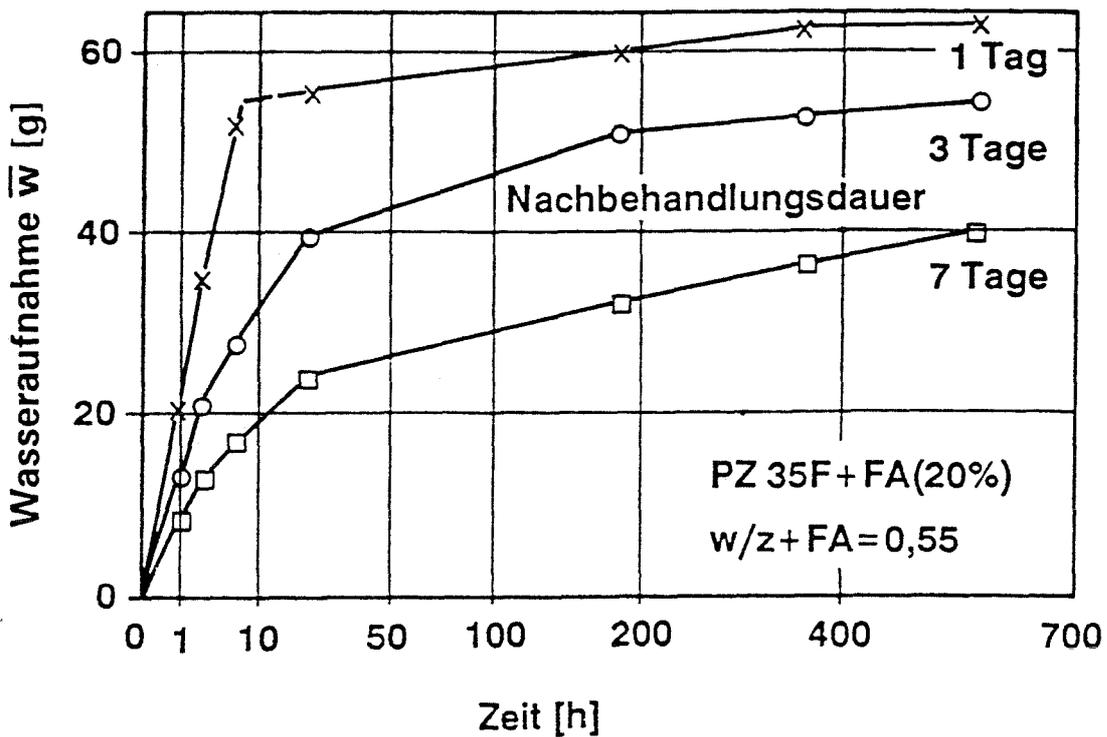
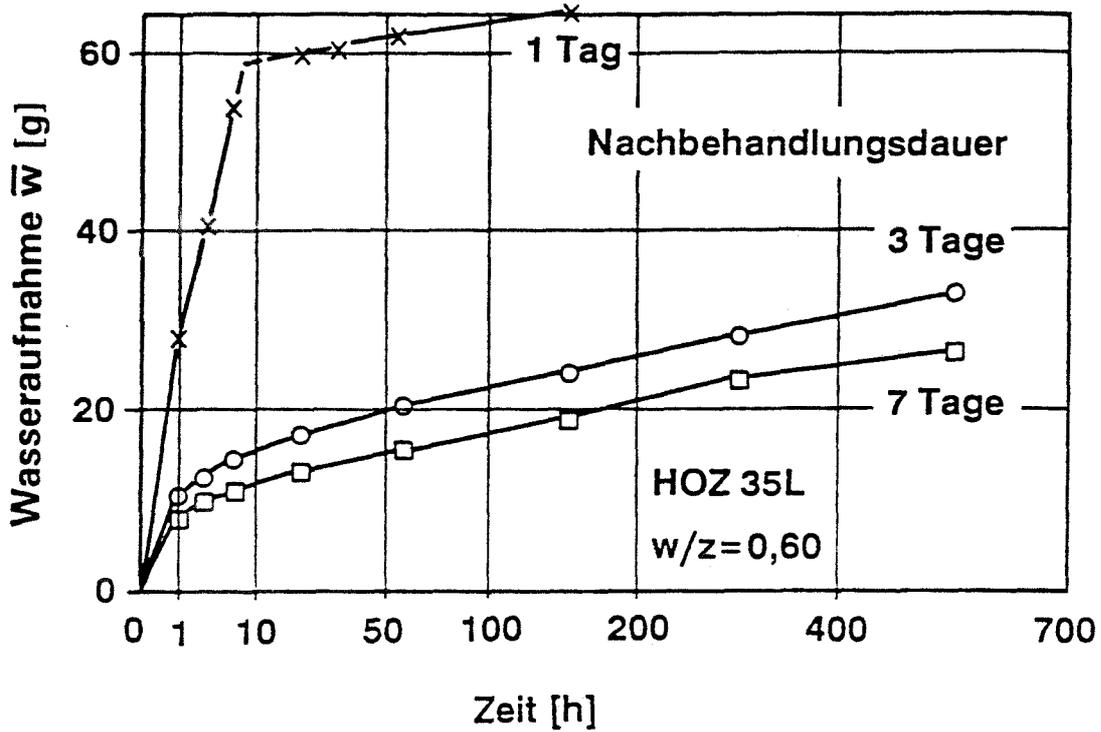


Bild A 7.3 und 7.4: Verlauf der kapillaren Wasseraufnahme ( $\sqrt{t}$  - Maßstab), Prüfalter: 56 Tage

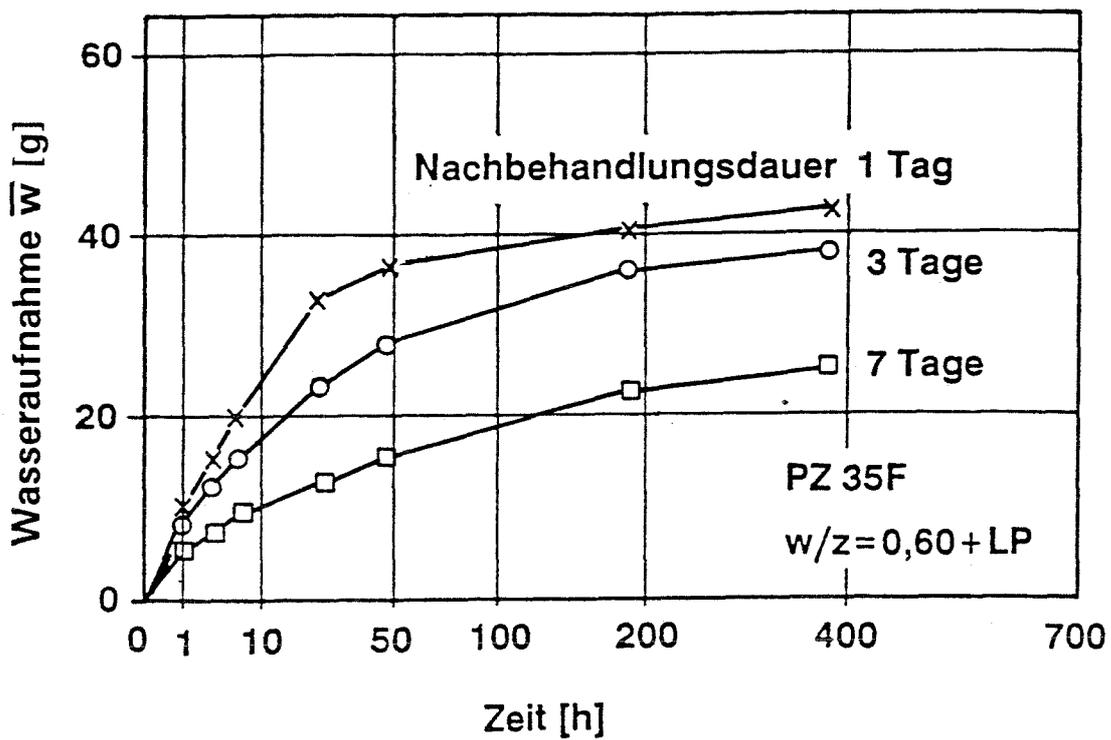
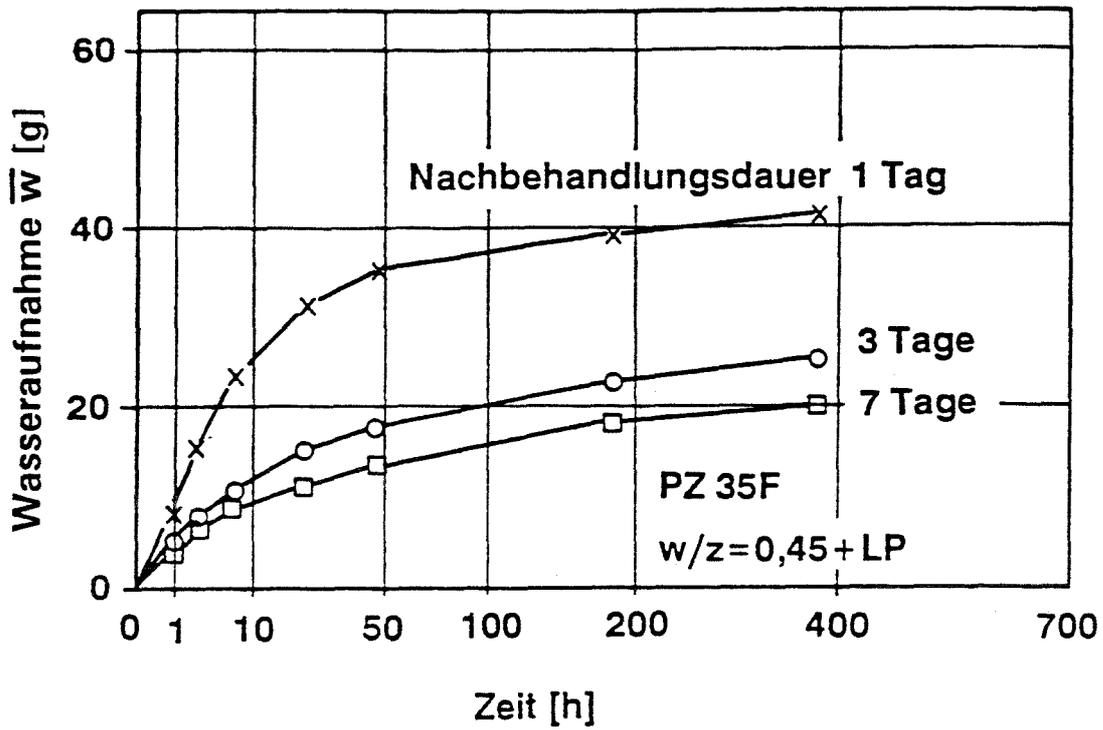


Bild A 7.5 und 7.6: Verlauf der kapillaren Wasseraufnahme ( $\sqrt{t}$  - Maßstab), Prüffilter: 56 Tage

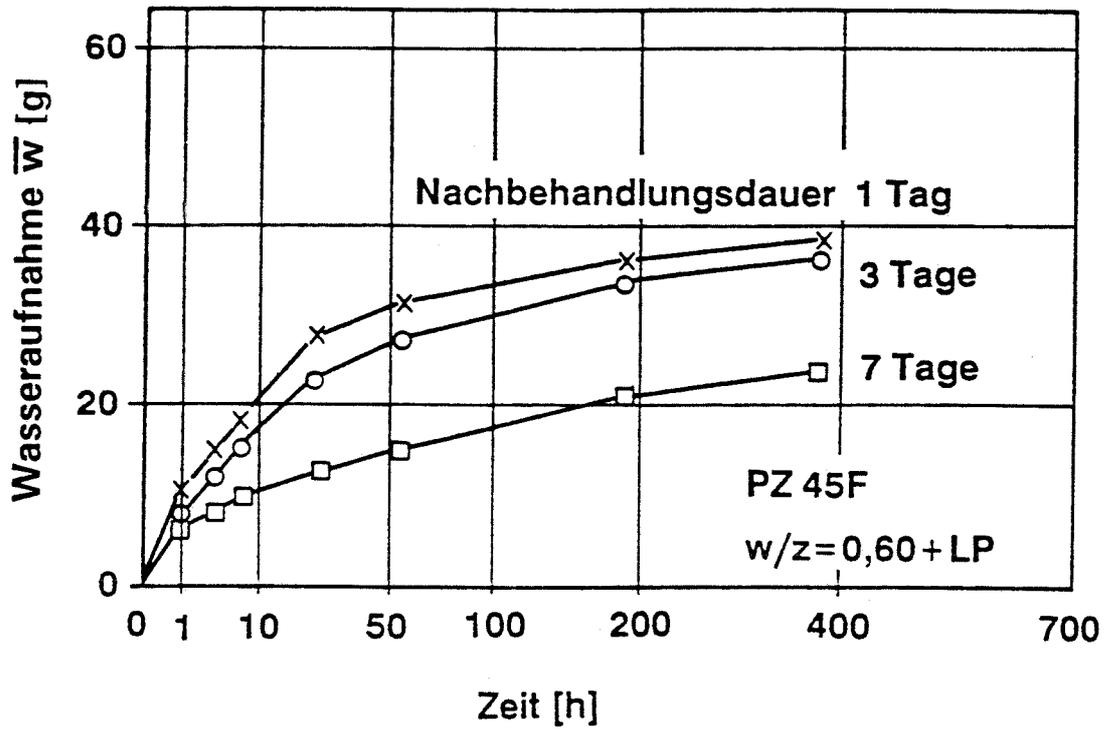


Bild A 7.7 : Verlauf der kapillaren Wasseraufnahme ( $\sqrt{t}$  - Maßstab), Prüfalter: 56 Tage

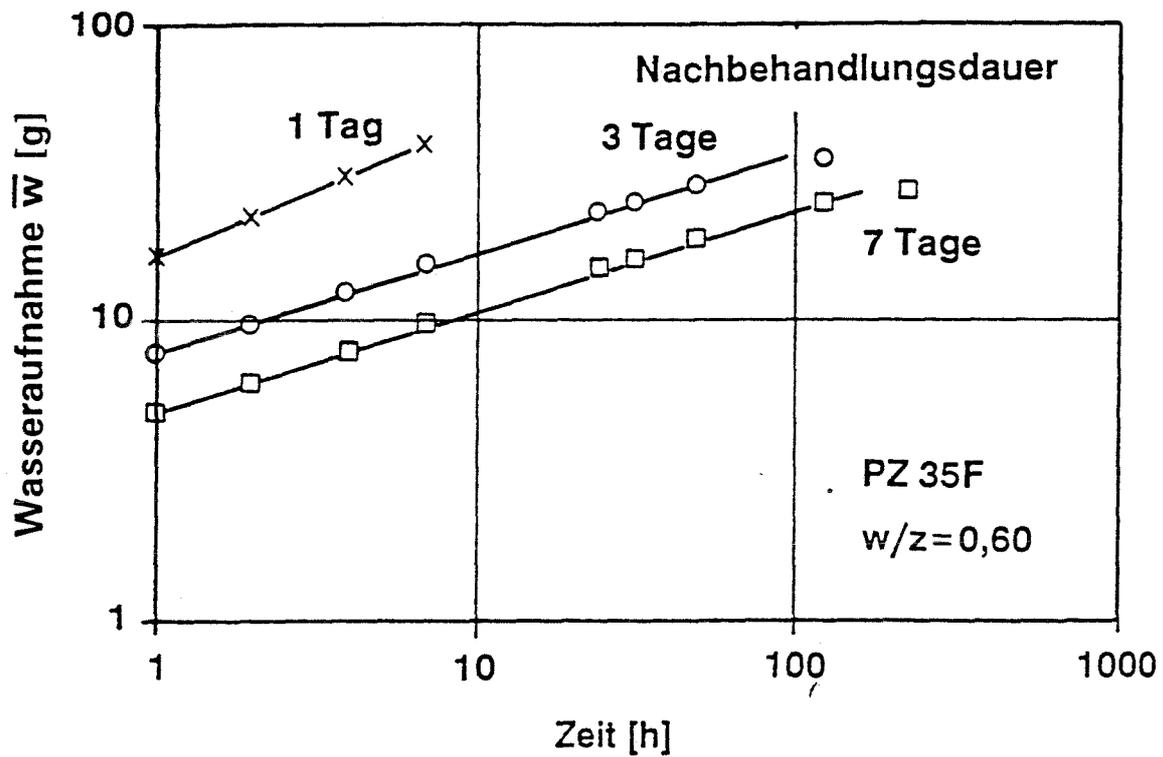
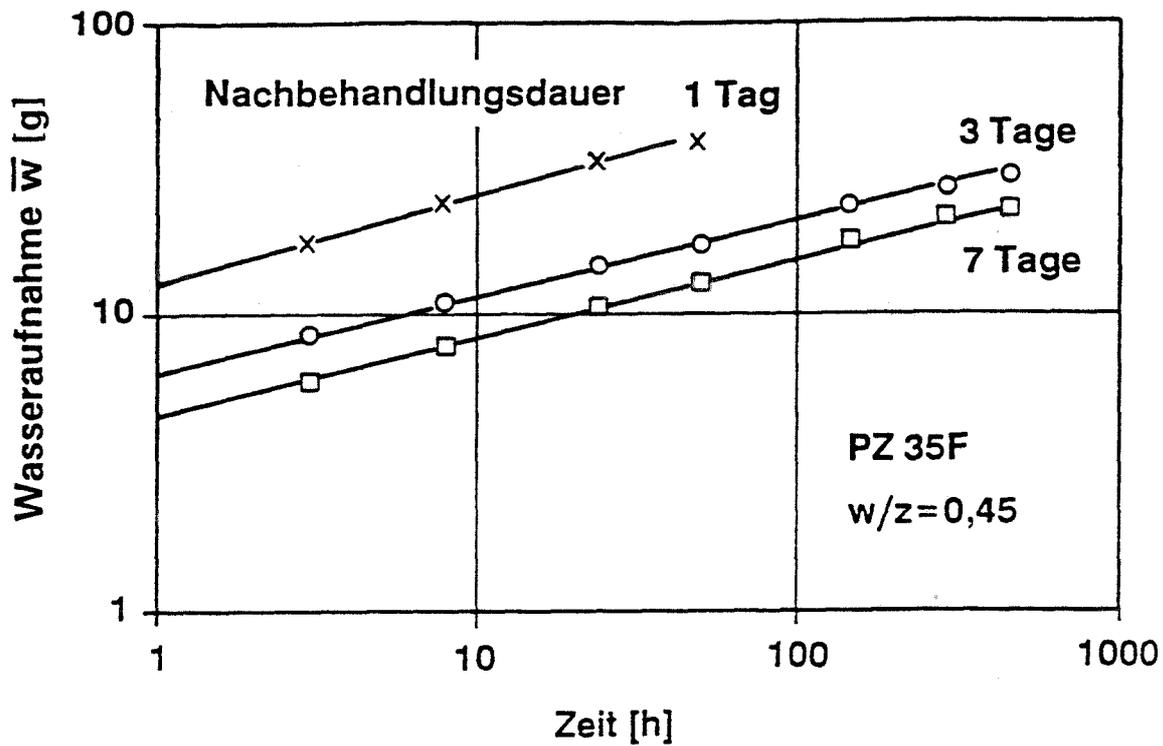


Bild A 8.1 und 8.2: Verlauf der kapillaren Wasseraufnahme (log t- Maßstab), Prüffalter: 56 Tage

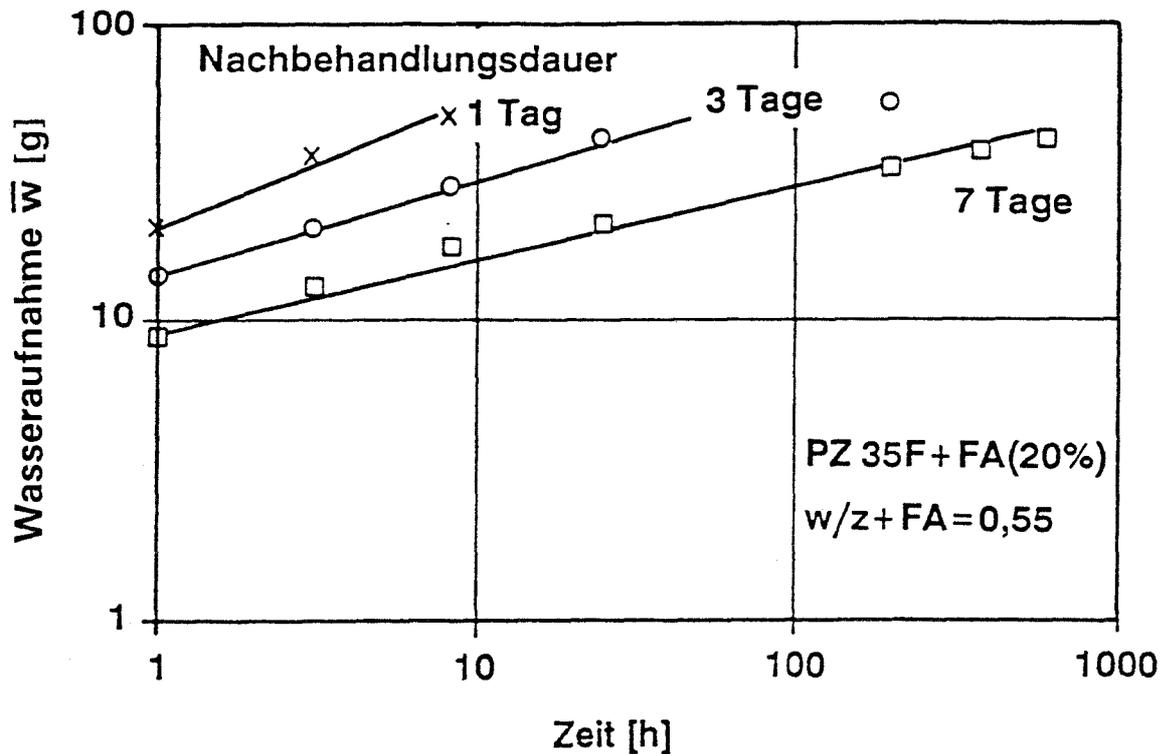
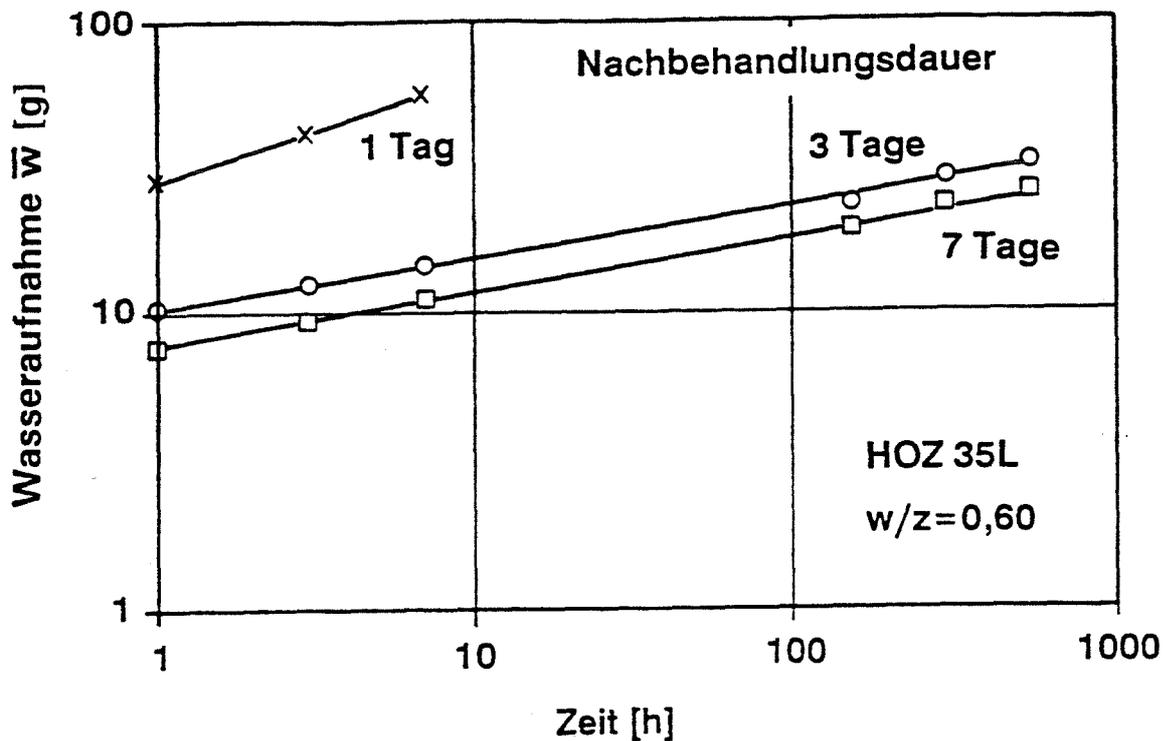


Bild A 8.3 und 8.4: Verlauf der kapillaren Wasseraufnahme (log t - Maßstab), Prüfalter: 56 Tage

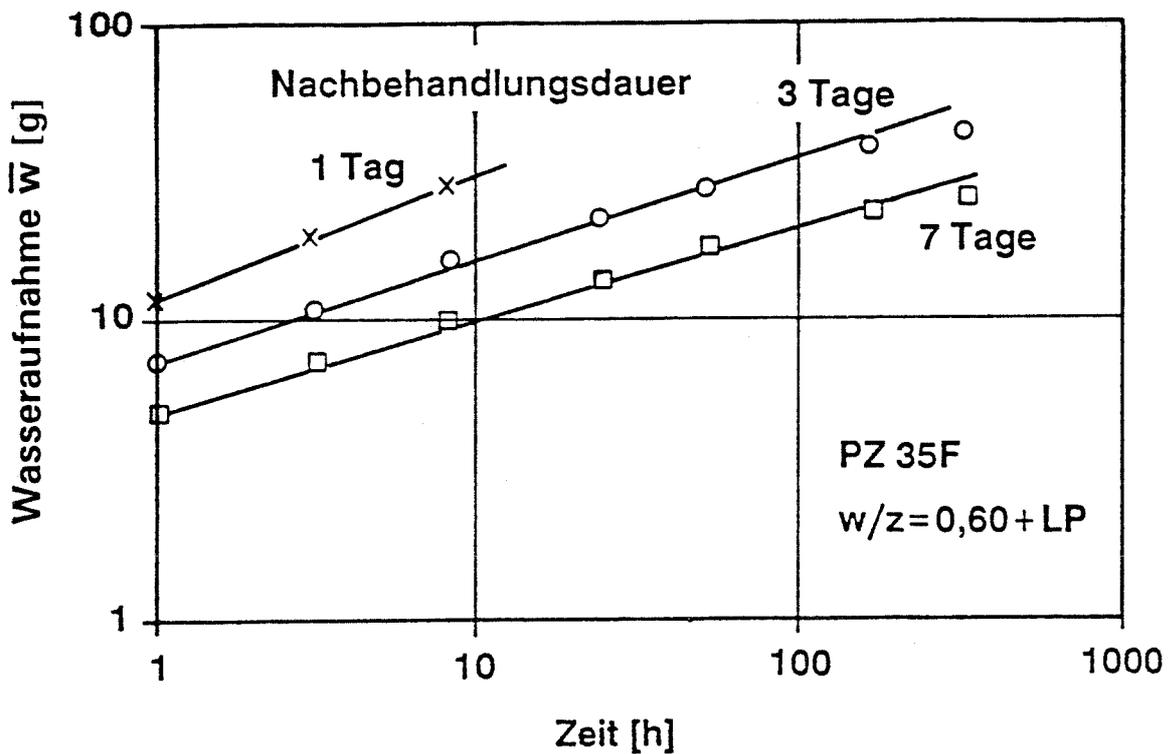
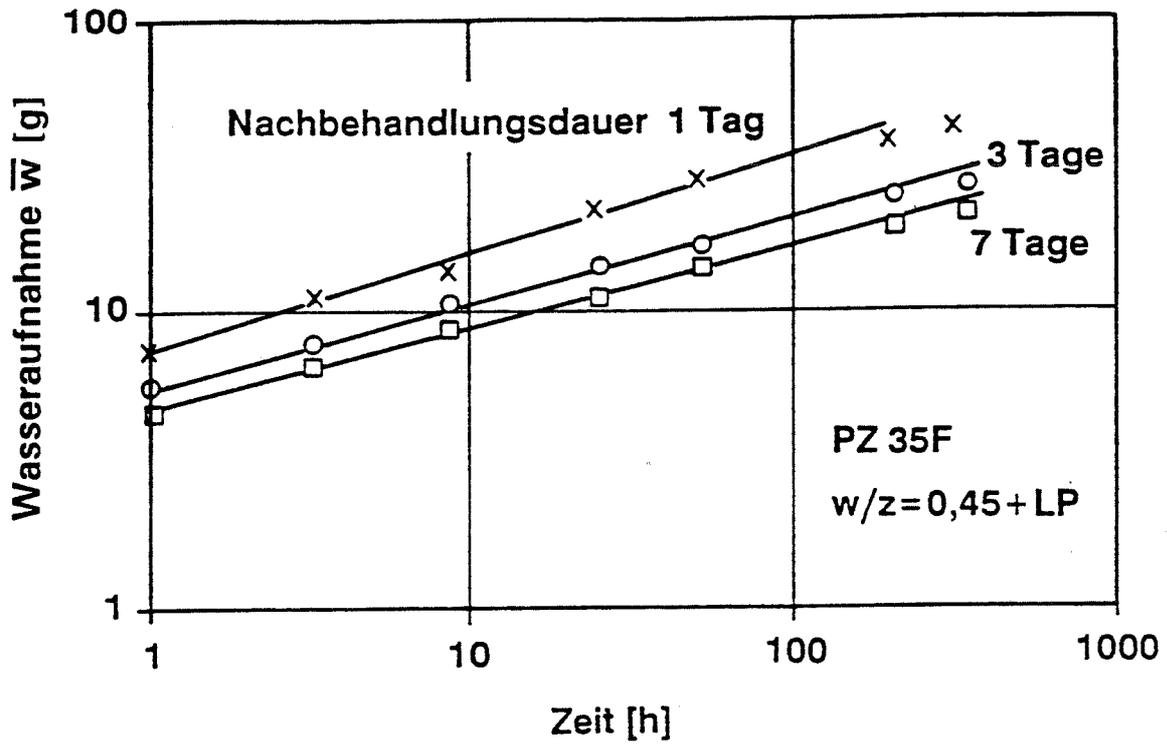


Bild A 8.5 und 8.6: Verlauf der kapillaren Wasseraufnahme (log t - Maßstab), Prüffalter: 56 Tage

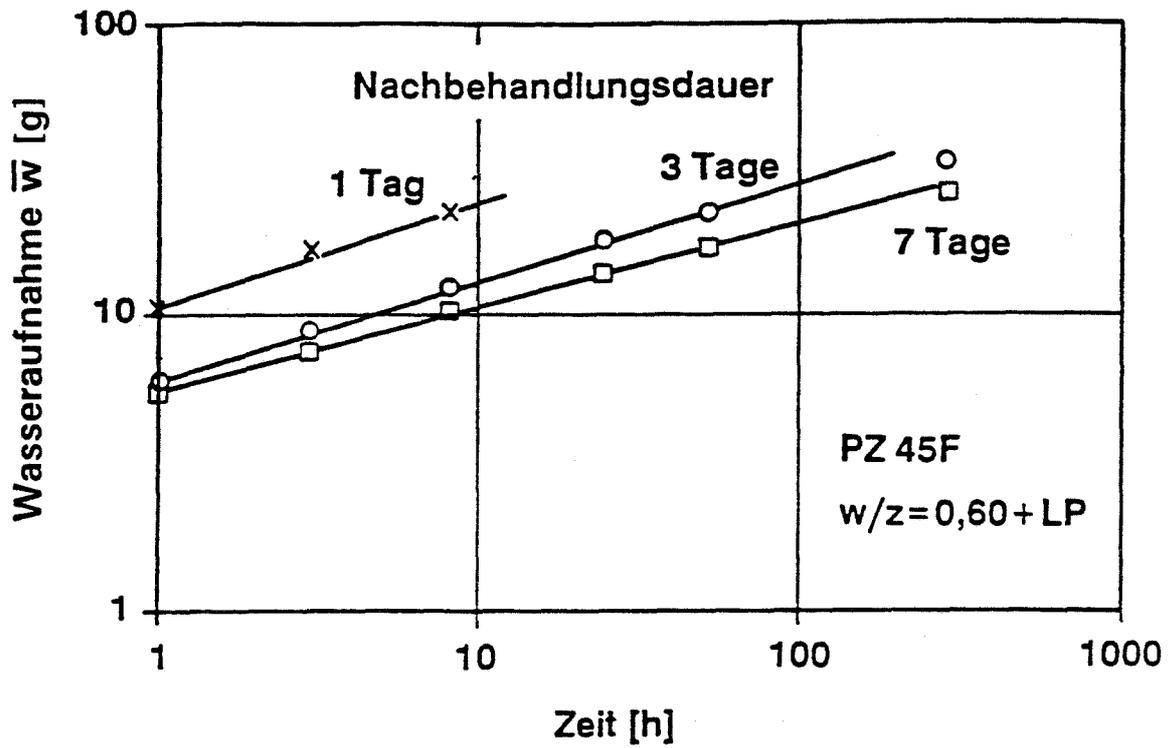


Bild A 8.7: Verlauf der kapillaren Wasseraufnahme (log t - Maßstab), Prüffalter: 56 Tage

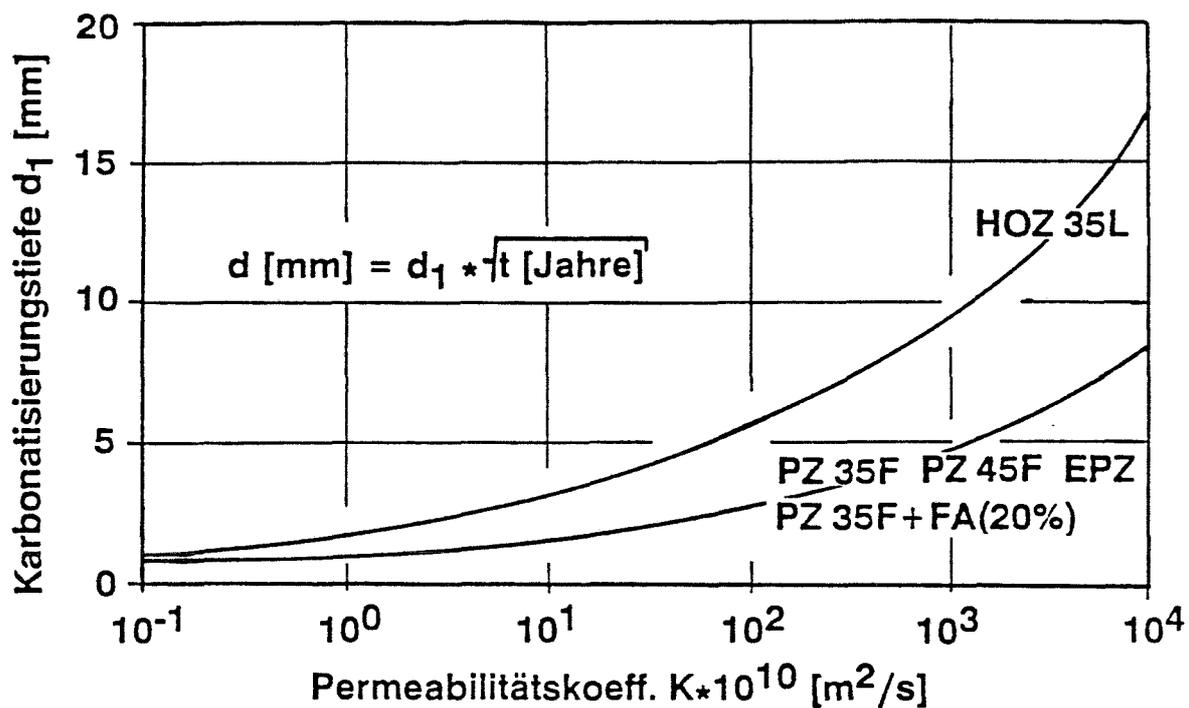


Bild A 9.1: Allgemeiner Zusammenhang zwischen der im Labor bestimmten Karbonatisierungstiefe und dem Permeabilitätskoeffizienten

## Der Kolmogorov-Smirnow Anpassungstest

**Vorgehensweise:** Die aus der Verteilung der Meßwerte gebildete Funktion  $F'(x)$  wird mit einer theoretischen Funktion  $F(x)$  verglichen.  
Als theoretische Funktion wird die Normalverteilung gewählt.

**Beurteilung:** Überschreitet der Abstand zwischen der empirischen Funktion  $F'(x)$  und der theoretischen Funktion  $F(x)$  einen bestimmten Grenzwert nicht, so ist mit der diesem Grenzwert zugeordneten Wahrscheinlichkeit die Grundgesamtheit aus der die Meßwerte stammen ebenso verteilt wie die theoretische Funktion  $F(x)$ .

Die Meßwerte werden in Intervallen mit der Intervallmitte  $x_i$  und  $n_i$  Meßwerten je Intervall zusammengefaßt. Die Summe der relativen Häufigkeiten  $h_i(x)$  ist die Summenhäufigkeit  $F'(x)$ .  $F'(x)$  bildet die empirische Funktion. Der Eingangswert  $z$  für die Normalverteilung  $\Phi(z)$  ergibt sich aus  $z_i = (x_i - \bar{x})/S_x$ . Die Normalverteilung  $\Phi(z)$  ist die theoretische Verteilungsfunktion  $F(x)$  (siehe Anlage 10.2). Die Abstände zwischen den Funktionen ergeben sich aus:  $a_1(x_i) = |F(x_i) - F'(x_{i-1})|$  bzw.  $a_2(x_i) = |F(x_i) - F'(x_i)|$

### Berechnungen

mit den Permeabilitätskoeffizienten der 1 d nachbehandelten Proben

$$\bar{x} = 320 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}, S_x = 89,6 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$$

$x_i$	$n_i$	$h_i(x)$	$F'(x)$	$z$	$F(x)$	$a_1$	$a_2$
$205 \cdot 10^{-10}$	5	0,25	0,250	-1,28	0,1003	0,1003	0,1497
$275 \cdot 10^{-10}$	2	0,10	0,350	-0,50	0,3085	0,0585	0,0415
$345 \cdot 10^{-10}$	6	0,30	0,650	0,28	0,6103	0,2603	0,0397
$415 \cdot 10^{-10}$	7	0,35	1,000	1,06	0,8558	0,2058	0,1442

$$\underline{\underline{a_{Pr} = a_{max} = 0,2603}}$$

mit den Permeabilitätskoeffizienten der 7 d nachbehandelten Proben

$$\bar{x} = 9,78 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}, S_x = 2,43 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$$

$x_i$	$n_i$	$h_i(x)$	$F'(x)$	$z$	$F(x)$	$a_1$	$a_2$
$6,25 \cdot 10^{-10}$	3,5	0,184	0,184	-1,45	0,0735	0,0735	0,1105
$8,75 \cdot 10^{-10}$	7,5	0,395	0,579	-0,42	0,3372	0,1532	0,2418
$11,25 \cdot 10^{-10}$	5,5	0,289	0,868	0,60	0,7257	0,1467	0,1423
$13,75 \cdot 10^{-10}$	2,5	0,132	1,000	1,63	0,9484	0,0804	0,0516

$$\underline{\underline{a_{Pr} = a_{max} = 0,2418}}$$

- $\bar{x}$  = Mittelwert der Stichprobe nach Abschnitt 5.3
- $S_x$  = Standardabweichung der Stichprobe nach Abschnitt 5.3
- $x_i$  = Intervallmitte
- $n_i$  = Anzahl der Meßwerte, die in das Intervall  $i$  fallen
- $h_i(x)$  =  $n_i / \sum n$  = relative Häufigkeit
- $F'(x)$  =  $\sum h_i(x)$  = Summenhäufigkeit
- $z_i$  =  $(x_i - \bar{x}) / S_x$  = Eingangswert für die Funktion der Normalverteilung
- $F(x)$  =  $\Phi(z)$  = Normalverteilung (siehe Anlage 10.2)
- $a_1, a_2$  = Abstand zwischen den Funktionen  $F'(x)$  und  $F(x)$

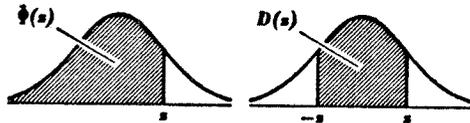
3 Normalverteilung

Tafel 8a.

Verteilungsfunktion (48.8)

$$D(z) = \Phi(z) - \Phi(-z)$$

$$\Phi(-z) = 1 - \Phi(z), \Phi(0) = 0,5$$



z	$\Phi(-z)$	$\Phi(z)$	$D(z)$
0,01	0,4960	0,5040	0,0080
0,02	0,4920	0,5080	0,1600
0,03	0,4880	0,5120	0,2399
0,04	0,4840	0,5160	0,3199
0,05	0,4801	0,5199	0,3999
0,06	0,4761	0,5239	0,4798
0,07	0,4721	0,5279	0,5598
0,08	0,4681	0,5319	0,6398
0,09	0,4641	0,5359	0,7197
0,10	0,4602	0,5398	0,7997
0,11	0,4562	0,5438	0,8796
0,12	0,4522	0,5478	0,9595
0,13	0,4483	0,5517	1,0394
0,14	0,4443	0,5557	1,1193
0,15	0,4404	0,5596	1,1992
0,16	0,4364	0,5636	1,2791
0,17	0,4325	0,5675	1,3590
0,18	0,4286	0,5714	1,4389
0,19	0,4247	0,5753	1,5188
0,20	0,4207	0,5793	1,5987
0,21	0,4168	0,5832	1,6786
0,22	0,4129	0,5871	1,7585
0,23	0,4090	0,5910	1,8384
0,24	0,4052	0,5948	1,9183
0,25	0,4013	0,5987	1,9982
0,26	0,3974	0,6026	2,0781
0,27	0,3936	0,6064	2,1580
0,28	0,3897	0,6103	2,2379
0,29	0,3859	0,6141	2,3178
0,30	0,3821	0,6179	2,3977
0,31	0,3783	0,6217	2,4776
0,32	0,3745	0,6255	2,5575
0,33	0,3707	0,6293	2,6374
0,34	0,3669	0,6331	2,7173
0,35	0,3632	0,6368	2,7972
0,36	0,3594	0,6406	2,8771
0,37	0,3557	0,6443	2,9570
0,38	0,3520	0,6480	3,0369
0,39	0,3483	0,6517	3,1168
0,40	0,3446	0,6554	3,1967
0,41	0,3409	0,6591	3,2766
0,42	0,3372	0,6628	3,3565
0,43	0,3336	0,6664	3,4364
0,44	0,3300	0,6700	3,5163
0,45	0,3264	0,6736	3,5962
0,46	0,3228	0,6772	3,6761
0,47	0,3192	0,6808	3,7560
0,48	0,3156	0,6844	3,8359
0,49	0,3121	0,6879	3,9158
0,50	0,3085	0,6915	3,9957

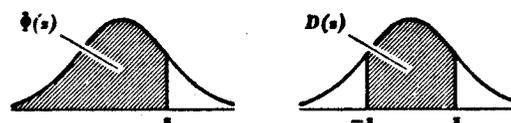
z	$\Phi(-z)$	$\Phi(z)$	$D(z)$
0,51	0,3050	0,6950	3,8999
0,52	0,3015	0,6985	3,9999
0,53	0,2981	0,7019	4,0999
0,54	0,2946	0,7054	4,1999
0,55	0,2912	0,7088	4,2999
0,56	0,2877	0,7123	4,3999
0,57	0,2843	0,7157	4,4999
0,58	0,2810	0,7190	4,5999
0,59	0,2776	0,7224	4,6999
0,60	0,2743	0,7257	4,7999
0,61	0,2709	0,7291	4,8999
0,62	0,2676	0,7324	4,9999
0,63	0,2643	0,7357	5,0999
0,64	0,2611	0,7389	5,1999
0,65	0,2578	0,7422	5,2999
0,66	0,2546	0,7454	5,3999
0,67	0,2514	0,7486	5,4999
0,68	0,2483	0,7517	5,5999
0,69	0,2451	0,7549	5,6999
0,70	0,2420	0,7580	5,7999
0,71	0,2389	0,7611	5,8999
0,72	0,2358	0,7642	5,9999
0,73	0,2327	0,7673	6,0999
0,74	0,2296	0,7704	6,1999
0,75	0,2266	0,7734	6,2999
0,76	0,2236	0,7764	6,3999
0,77	0,2206	0,7794	6,4999
0,78	0,2177	0,7823	6,5999
0,79	0,2148	0,7852	6,6999
0,80	0,2119	0,7881	6,7999
0,81	0,2090	0,7910	6,8999
0,82	0,2061	0,7939	6,9999
0,83	0,2033	0,7967	7,0999
0,84	0,2005	0,7995	7,1999
0,85	0,1977	0,8023	7,2999
0,86	0,1949	0,8051	7,3999
0,87	0,1922	0,8078	7,4999
0,88	0,1894	0,8106	7,5999
0,89	0,1867	0,8133	7,6999
0,90	0,1841	0,8159	7,7999
0,91	0,1814	0,8186	7,8999
0,92	0,1788	0,8212	7,9999
0,93	0,1762	0,8238	8,0999
0,94	0,1736	0,8264	8,1999
0,95	0,1711	0,8289	8,2999
0,96	0,1685	0,8315	8,3999
0,97	0,1660	0,8340	8,4999
0,98	0,1635	0,8365	8,5999
0,99	0,1611	0,8389	8,6999
1,00	0,1587	0,8413	8,7999

z	$\Phi(-z)$	$\Phi(z)$	$D(z)$
1,01	0,1562	0,8438	8,8999
1,02	0,1539	0,8461	8,9999
1,03	0,1515	0,8485	9,0999
1,04	0,1492	0,8508	9,1999
1,05	0,1469	0,8531	9,2999
1,06	0,1446	0,8554	9,3999
1,07	0,1423	0,8577	9,4999
1,08	0,1401	0,8599	9,5999
1,09	0,1379	0,8621	9,6999
1,10	0,1357	0,8643	9,7999
1,11	0,1335	0,8665	9,8999
1,12	0,1314	0,8686	9,9999
1,13	0,1292	0,8708	10,0999
1,14	0,1271	0,8729	10,1999
1,15	0,1251	0,8749	10,2999
1,16	0,1230	0,8770	10,3999
1,17	0,1210	0,8790	10,4999
1,18	0,1190	0,8810	10,5999
1,19	0,1170	0,8830	10,6999
1,20	0,1151	0,8849	10,7999
1,21	0,1131	0,8869	10,8999
1,22	0,1112	0,8888	10,9999
1,23	0,1093	0,8907	11,0999
1,24	0,1075	0,8925	11,1999
1,25	0,1056	0,8944	11,2999
1,26	0,1038	0,8962	11,3999
1,27	0,1020	0,8980	11,4999
1,28	0,1003	0,8997	11,5999
1,29	0,9885	0,9015	11,6999
1,30	0,9668	0,9032	11,7999
1,31	0,9511	0,9049	11,8999
1,32	0,9354	0,9066	11,9999
1,33	0,9197	0,9082	12,0999
1,34	0,9040	0,9099	12,1999
1,35	0,8883	0,9115	12,2999
1,36	0,8726	0,9131	12,3999
1,37	0,8569	0,9147	12,4999
1,38	0,8412	0,9162	12,5999
1,39	0,8255	0,9177	12,6999
1,40	0,8098	0,9192	12,7999
1,41	0,7941	0,9207	12,8999
1,42	0,7784	0,9222	12,9999
1,43	0,7627	0,9236	13,0999
1,44	0,7470	0,9251	13,1999
1,45	0,7313	0,9265	13,2999
1,46	0,7156	0,9279	13,3999
1,47	0,7000	0,9292	13,4999
1,48	0,6843	0,9306	13,5999
1,49	0,6687	0,9319	13,6999
1,50	0,6530	0,9332	13,7999

Tafel 8a.

Verteilungsfunktion (48.8)

(Fortsetzung)



z	$\Phi(-z)$	$\Phi(z)$	$D(z)$
1,51	0,6655	0,9345	13,8999
1,52	0,6643	0,9357	13,9999
1,53	0,6630	0,9370	14,0999
1,54	0,6618	0,9382	14,1999
1,55	0,6606	0,9394	14,2999
1,56	0,6594	0,9406	14,3999
1,57	0,6582	0,9418	14,4999
1,58	0,6571	0,9429	14,5999
1,59	0,6559	0,9441	14,6999
1,60	0,6548	0,9452	14,7999
1,61	0,6537	0,9463	14,8999
1,62	0,6526	0,9474	14,9999
1,63	0,6516	0,9484	15,0999
1,64	0,6505	0,9495	15,1999
1,65	0,6495	0,9505	15,2999
1,66	0,6485	0,9515	15,3999
1,67	0,6475	0,9525	15,4999
1,68	0,6465	0,9535	15,5999
1,69	0,6455	0,9545	15,6999
1,70	0,6446	0,9554	15,7999
1,71	0,6436	0,9564	15,8999
1,72	0,6427	0,9573	15,9999
1,73	0,6418	0,9582	16,0999
1,74	0,6409	0,9591	16,1999
1,75	0,6401	0,9599	16,2999
1,76	0,6392	0,9608	16,3999
1,77	0,6384	0,9616	16,4999
1,78	0,6375	0,9625	16,5999
1,79	0,6367	0,9633	16,6999
1,80	0,6359	0,9641	16,7999
1,81	0,6351	0,9649	16,8999
1,82	0,6344	0,9656	16,9999
1,83	0,6336	0,9664	17,0999
1,84	0,6329	0,9671	17,1999
1,85	0,6322	0,9678	17,2999
1,86	0,6314	0,9686	17,3999
1,87	0,6307	0,9693	17,4999
1,88	0,6301	0,9699	17,5999
1,89	0,6294	0,9706	17,6999
1,90	0,6287	0,9713	17,7999
1,91	0,6281	0,9719	17,8999
1,92	0,6274	0,9726	17,9999
1,93	0,6268	0,9732	18,0999
1,94	0,6262	0,9738	18,1999
1,95	0,6256	0,9744	18,2999
1,96	0,6250	0,9750	18,3999
1,97	0,6244	0,9756	18,4999
1,98	0,6239	0,9761	18,5999
1,99	0,6233	0,9767	18,6999
2,00	0,6228	0,9772	18,7999

z	$\Phi(-z)$	$\Phi(z)$	$D(z)$
2,01	0,6222	0,9778	18,8999
2,02	0,6217	0,9783	18,9999
2,03	0,6212	0,9788	19,0999
2,04	0,6207	0,9793	19,1999
2,05	0,6202	0,9798	19,2999
2,06	0,6197	0,9803	19,3999
2,07	0,6192	0,9808	19,4999
2,08	0,6188	0,9812	19,5999
2,09	0,6183	0,9817	19,6999
2,10	0,6179	0,9821	19,7999
2,11	0,6174	0,9826	19,8999
2,12	0,6170	0,9830	19,9999
2,13	0,6166	0,9834	20,0999
2,14	0,6162	0,9838	20,1999
2,15	0,6158	0,9842	20,2999
2,16	0,6154	0,9846	20,3999
2,17	0,6150	0,9850	20,4999
2,18	0,6146	0,9854	20,5999
2,19	0,6143	0,9857	20,6999
2,20	0,6139	0,9861	20,7999
2,21	0,6136	0,9864	20,8999
2,22	0,6132	0,9868	20,9999
2,23	0,6129	0,9871	21,0999
2,24	0,6125	0,9875	21,1999
2,25	0,6122	0,9878	21,2999
2,26	0,6119	0,9881	21,3999
2,27	0,6116	0,9884	21,4999
2,28	0,6113	0,9887	21,5999
2,29	0,6110	0,9890	21,6999
2,30	0,6107	0,9893	21,7999
2,31	0,6104	0,9896	21,8999
2,32	0,6102	0,9898	21,9999
2,33	0,6100	0,9901	22,0999
2,34	0,6098	0,9904	22,1999
2,35	0,6096	0,9906	22,2999
2,36	0,6094	0,9909	22,3999
2,37	0,6092	0,9911	22,4999
2,38	0,6090	0,9913	22,5999
2,39	0,6		

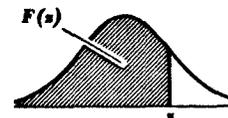
7 Zum Kolmogorov-Smirnow-Test

Tafel 7. Lösungen  $c$  der Gleichung (86.1)

$n$  = Stichprobenumfang

$n$	$\alpha = 20\%$	$\alpha = 10\%$	$\alpha = 5\%$	$\alpha = 2\%$	$\alpha = 1\%$
1	0,	0,	0,	0,	0,
2	900	950	975	990	995
3	684	776	842	900	929
4	565	636	708	785	829
5	493	565	624	689	734
6	447	509	563	627	669
7	410	468	519	577	617
8	381	436	483	538	576
9	359	410	454	507	542
10	339	387	430	480	513
11	323	369	409	457	486
12	308	352	391	437	468
13	296	338	375	419	449
14	285	325	361	404	432
15	275	314	349	390	418
16	266	304	338	377	404
17	258	295	327	366	392
18	250	286	318	355	381
19	244	279	309	346	371
20	237	271	301	337	361
21	232	265	294	329	352
22	226	259	287	321	344
23	221	253	281	314	337
24	216	247	275	307	330
25	212	242	269	301	323
26	208	238	264	295	317
27	204	233	259	290	311
28	200	229	254	284	305
29	197	225	250	279	300
30	193	221	246	275	295
35	190	218	242	270	290
40	187	215	239	267	287
45	185	213	237	265	285
50	183	211	235	263	283
55	181	209	233	261	281
60	179	207	231	259	279
65	177	205	229	257	277
70	175	203	227	255	275
75	173	201	225	253	273
80	171	199	223	251	271
85	169	197	221	249	269
90	167	195	219	247	267
95	165	193	217	245	265
100	163	191	215	243	263
Näherung für große $n$	$1,07/\sqrt{n}$	$1,22/\sqrt{n}$	$1,36/\sqrt{n}$	$1,52/\sqrt{n}$	$1,63/\sqrt{n}$

8 Student's  $t$ -Verteilung



Tafel 8. Werte von  $z$  zu gegebenen Werten der Verteilungsfunktion (62.8)

Beispiel: Bei 9 Freiheitsgraden ist  $F(z) = 0,95$  für  $z = 1,83$ .

$$F(-z) = 1 - F(z)$$

$F(z)$	Anzahl der Freiheitsgrade									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0,5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,6	0,33	0,29	0,28	0,27	0,27	0,27	0,26	0,26	0,26	0,26
0,7	0,73	0,62	0,58	0,57	0,56	0,55	0,55	0,55	0,54	0,54
0,8	1,38	1,06	0,98	0,94	0,92	0,91	0,90	0,89	0,88	0,88
0,9	3,08	1,89	1,64	1,53	1,48	1,44	1,42	1,40	1,38	1,37
0,95	6,31	2,92	2,35	2,13	2,02	1,94	1,90	1,86	1,83	1,81
0,975	12,7	4,30	3,18	2,78	2,67	2,45	2,37	2,31	2,26	2,23
0,99	31,8	6,97	4,54	3,75	3,37	3,14	3,00	2,90	2,82	2,76
0,995	63,7	9,93	5,84	4,60	4,03	3,71	3,50	3,36	3,25	3,17
0,999	318,3	22,3	10,2	7,17	5,89	5,21	4,79	4,50	4,30	4,14

$F(z)$	Anzahl der Freiheitsgrade									
	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
0,5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,6	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26
0,7	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,53	0,53	0,53	0,53
0,8	0,88	0,87	0,87	0,87	0,87	0,87	0,86	0,86	0,86	0,86
0,9	1,36	1,36	1,35	1,35	1,34	1,34	1,33	1,33	1,33	1,33
0,95	1,80	1,78	1,77	1,76	1,75	1,75	1,74	1,73	1,73	1,73
0,975	2,20	2,18	2,16	2,15	2,13	2,12	2,11	2,10	2,09	2,09
0,99	2,72	2,68	2,65	2,62	2,60	2,58	2,57	2,55	2,54	2,53
0,995	3,11	3,06	3,01	2,98	2,95	2,92	2,90	2,88	2,86	2,85
0,999	4,03	3,93	3,85	3,79	3,73	3,69	3,65	3,61	3,58	3,55

$F(z)$	Anzahl der Freiheitsgrade									
	22	24	26	28	30	40	50	100	200	$\infty$
0,5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,6	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,25	0,25	0,25
0,7	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,52
0,8	0,86	0,86	0,86	0,86	0,85	0,85	0,85	0,85	0,84	0,84
0,9	1,32	1,32	1,32	1,31	1,31	1,30	1,30	1,29	1,29	1,28
0,95	1,72	1,71	1,71	1,70	1,70	1,68	1,68	1,66	1,65	1,65
0,975	2,07	2,06	2,06	2,05	2,04	2,02	2,01	1,98	1,97	1,96
0,99	2,51	2,49	2,48	2,47	2,46	2,42	2,40	2,37	2,35	2,33
0,995	2,82	2,80	2,78	2,76	2,75	2,70	2,68	2,63	2,60	2,58
0,999	3,51	3,47	3,44	3,41	3,39	3,31	3,26	3,17	3,13	3,09

Tabelle 10.3.1: Werte des Kolmogorov-Smirnow Anpassungstests [158]

Tabelle 10.3.2: Werte der Student'schen  $t$ -Verteilung [158]

## S U M M A R Y

Presently the durability of concrete structures is ensured by requirements in National or European specifications with regard to composition and manufacturing of the concrete. Construction experience, however, shows that these requirements are not sufficient without the possibility of additional controls. The objective of this research program, therefore, was to investigate whether durability of concrete of a given composition can be characterized by a materials property which can be measured easily and rapidly similar to the compressive strength as a measure of its resistance against external stresses. Based upon an extensive literature survey concrete permeability with respect to air as well as the water absorption coefficient have been studied in more detail as possible criteria of concrete durability. Test and evaluation procedures have been developed which allow a simple and rapid determination of these materials properties. In experimental studies the influence of various technological parameters, particularly the water/cement-ratio, the duration of curing and the type of cement on these properties have been determined. In further experiments a correlation between permeability and water absorption coefficient and depth of carbonation, frost resistance, penetration of chloride and take-up of water due to capillary suction have been studied. Generally, good correlations have been obtained. For a reliable prediction of durability, however, additional information is needed. In particular the type of cement has to be known because the correlation between permeability and water absorption coefficient on the one hand and the durability properties of the concrete on the other hand depend on the type of cement.

## R E S U M É

Actuellement ce sont les normes nationales ou européennes qui assurent la durabilité des constructions de béton en donnant des exigences sur la composition et l'emploi du béton. L'expérience pourtant montre, que ces exigences ne sont pas suffisantes sans la possibilité d'un contrôle supplémentaire. Ainsi il était l'objectif du projet d'étudier la possibilité de caractériser la durabilité d'un béton d'une composition définie par une propriété de matériaux mesurable, analogue à la résistance sur cube comme mesure pour la capacité du béton.

A partir d'une recherche bibliographique étendue nous avons examiné de plus près la perméabilité à l'air et le coefficient d'absorption d'eau comme critère possible pour la durabilité du béton. Nous avons développé des méthodes d'essai et d'évaluation, qui permettent une détermination simple et rapide de ces deux propriétés de matériaux. Dans des études expérimentales nous avons déterminé l'influence de différents paramètres technologiques, spécialement le rapport eau/ciment, la durée du traitement ultérieur et le type de liant, sur ces propriétés. Dans des essais ultérieurs nous avons examiné la corrélation entre la perméabilité et le coefficient d'absorption d'eau et la profondeur de carbonatation, la résistance au gel, la pénétration des chlorures et l'absorption d'eau par capillarité. En général nous avons trouvé des bonnes corrélations. Pour une prédiction sûre de la durabilité, il est toutefois nécessaire d'avoir des informations complémentaires. Il est notamment important de connaître le type de ciment parce que la corrélation entre la perméabilité et le coefficient d'absorption d'eau d'une part et les propriétés de durabilité du béton d'autre part dépend du type de liant utilisé.