

**Chemischer Angriff auf zementgebundene
Baustoffe geotechnischer Elemente
– Einflüsse der Baustoff-Boden-
Interaktion, Bewertung und
Empfehlungen hinsichtlich der
Dauerhaftigkeit**

vom Promotionsausschuss der
Technischen Universität Hamburg
zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)

genehmigte
Dissertation (Monographie)

von

Falk Wagemann

aus Karlsruhe

2026

1. Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Frank Schmidt-Döhl
Technische Universität Hamburg (TUHH)
Institut für Baustoffe, Bauphysik und Bauchemie

2. Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Rolf Breitenbücher
Ruhr-Universität Bochum (RUB)
Lehrstuhl für Baustofftechnik

Vorsitzender des Prüfungsausschusses: Prof. Dr.-Ing. Bastian Oesterle
Technische Universität Hamburg (TUHH)
Institut für Baustatik

Tag der mündlichen Prüfung: 01.12.2025

DOI: 10.15480/882.17081
ORCID : 0000-0003-3366-9758

Creative Commons Lizenzvertrag

Diese Arbeit steht unter der Creative-Commons-Lizenz Namensnennung 4.0 (CC BY 4.0). Das bedeutet, dass sie vervielfältigt, verbreitet und öffentlich zugänglich gemacht werden darf, auch kommerziell, sofern dabei stets der Urheber, die Quelle des Textes und o. g. Lizenz genannt werden. Die genaue Formulierung der Lizenz kann unter <https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/legalcode.de> aufgerufen werden.

Kurzfassung

In natürlichen Grundwässern und Böden können zementgebundene Baustoffe, welche bei der Herstellung geotechnischer Elemente Anwendung finden, einem chemischen Angriff ausgesetzt sein. Um die Dauerhaftigkeit zementgebundener Baustoffe sicherzustellen, sind in der derzeitigen Normung deskriptive Regelungen festgelegt, welche sich auf Erfahrungswerte stützen. Für die in-situ-Herstellung geotechnischer Elemente, die zum Einsatz kommenden Baustoffe und den Zusammenhang zwischen Tragfähigkeit und Baustoffschädigung weisen die Vorgaben deskriptiver Anforderungen allerdings Defizite auf.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit werden die wesentlichen Schädigungsmechanismen von betonaggressiven Stoffen in natürlichen Böden und Grundwässern dargestellt und betontechnologische Steuerungsmöglichkeiten aufgezeigt. Weiterhin werden die Regeln und Grenzwerte zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von Beton- und Stahlbetonbauteilen vorgestellt und hinsichtlich etwaiger Unsicherheiten bei der Übertragung auf geotechnische Elemente bewertet. Die für die Errichtung von Gründungen und Rückverankerungen im Verkehrswasserbau wesentlichen Verfahren des Spezialtiefbaus werden hinsichtlich der deskriptiv sicherstellbaren Dauerhaftigkeit gegenüber einem chemischen Angriff eingeordnet und darauf aufbauend hinsichtlich ihrer Sensitivität bewertet.

Die Arbeit leistet einen Beitrag zum besseren Verständnis der Besonderheiten der Baustoff-Boden-Interaktion, die einen erheblichen Einfluss auf die Materialeigenschaften der bei geotechnischen Elementen zum Einsatz kommenden Baustoffe hat. Unter anderem bewirken die Abgabe von Anmachwasser infolge von Filtrationseffekten bei der Herstellung in situ und die natürliche Nachbehandlung mit niedrigen Baugrundtemperaturen und permanentem Feuchteangebot die Ausbildung eines Baustoffes mit niedriger Porosität und dichter Porenstruktur und erhöhen somit den Widerstand gegenüber einem chemischen Angriff.

Aufgrund der Häufigkeit und der Unsicherheit hinsichtlich des Einflusses auf die Tragfähigkeit wurde der Angriff kalkaggressiver Kohlensäure auf Verpressanker als ein besonders relevantes und kritisches Szenario identifiziert und im Rahmen experimenteller Untersuchungen betrachtet. Im Untersuchungszeitraum von 12 Monaten zeigten sich für die Zementsteine aus Portland- und Hochofenzement unterschiedliche mechanisch entfestigte und chemisch-physikalisch veränderte Einflusstiefen, welche im betrachteten Untersuchungszeitraum maßgeblich durch die Pufferkapazität aufgrund des Calciumhydroxidgehalts des Zementsteines sowie durch den physikalischen Widerstand beeinflusst werden. Die Herstellung von Verpressankern in situ in einer Umgebung mit kalkaggressiver Kohlensäure bewirkt zudem in der Frühphase des Angriffs in nichtbindigen Böden eine Abschirmung des Zementsteines durch anhaftende Bodenkörner, sodass der Angriff zunächst gehemmt wird. Aussagen für längere Einwirkungsdauern lassen sich anhand der vorliegenden Ergebnisse nur mit Unsicherheiten ableiten.

Aufbauend auf umfangreichen Recherchen zur Thematik werden betontechnologische Empfehlungen für die Erhöhung des Baustoffwiderstandes in einer chemisch angreifenden Umgebung gegeben. Aufgrund der in der Arbeit dargelegten komplexen Zusammenhänge zwischen Einwirkungen, Baustoffwiderstand und Tragfähigkeit der jeweiligen geotechnischen Elemente können jedoch keine allgemeinen Konzepte für die Dauerhaftigkeitsbemessung aufgestellt werden.

Abstract

In natural groundwater and soils, cement-based building materials used in the construction of geotechnical elements can be exposed to chemical attack. In order to ensure the durability of cement-based materials, descriptive provisions are laid down in the current standardisation, which are based on empirical values. For the in situ construction of geotechnical elements, the building materials used and the relationship between load-bearing capacity and material damage, however, the specifications of descriptive requirements show deficits.

In this work, the main deterioration mechanisms of concrete-aggressive substances in natural soils and groundwater are presented and concrete technology control options are shown. Furthermore, the provisions and limit values for ensuring the durability of concrete and reinforced concrete components are presented and evaluated in terms of uncertainties when transferring them to geotechnical elements. The techniques of foundation engineering that are essential for the construction of foundations and retaining systems in waterways engineering are characterised with regard to the descriptive durability that can be ensured against chemical attack and afterwards evaluated considering their sensitivity.

The work contributes to a better understanding of the special aspects of the material-soil interaction, which has a considerable effect on the properties of the building materials used in geotechnical elements. Among other important aspects, the release of mixing water due to filtration effects during in situ manufacturing and the natural curing environment with low ground temperatures and permanent moisture supply lead to the development of a building material with low porosity and a dense pore structure and thus increase the resistance to chemical attack.

Due to the occurrence and uncertainties regarding the effect on the load-bearing capacity, the attack of aggressive carbon dioxide on ground anchors was identified as a relevant and critical scenario and investigated experimentally. During the exposure time of 12 months, various depths of impact – mechanically degraded and chemically-physically altered depths – were found for Portland and blast furnace slag cement paste samples. The depths of impact were significantly affected by the buffer capacity due to the calcium hydroxide content of the cement paste and the physical resistance in the period under review. The manufacturing of ground anchors in situ in an environment with aggressive carbon dioxide has the effect of blocking the cement paste of the grout body by adhering soil particles. Predictions for longer exposure times can only be derived with uncertainty on the basis of the available results.

Based on a comprehensive research on the issue, concrete technology recommendations are given for increasing the resistance of building materials in a chemically aggressive environment. However, due to the complex interactions between exposure, material resistance and load-bearing capacity of the respective geotechnical elements presented in the work, no general concepts for durability design can be established.

Inhaltsverzeichnis

Kurzfassung	I
Abstract.....	III
Inhaltsverzeichnis.....	V
Abbildungsverzeichnis	IX
Tabellenverzeichnis	XVII
Abkürzungsverzeichnis	XIX
Symbolverzeichnis.....	XXI
1 Einleitung.....	1
1.1 Einführung und Motivation.....	1
1.2 Zielsetzung	2
1.3 Aufbau und Gliederung der Arbeit.....	2
2 Aktueller Kenntnisstand.....	5
2.1 Baustofftechnologische Grundlagen.....	5
2.1.1 Vorbemerkungen	5
2.1.2 Zusammensetzung des Zements	6
2.1.3 Ablauf der Hydratation	9
2.1.4 Porosität und Mikrostruktur.....	17
2.2 Betontechnologische Besonderheiten geotechnischer Elemente	34
2.2.1 Einleitung.....	34
2.2.2 Einflüsse aus der Herstellung im Boden	35
2.2.3 Einfluss der Nachbehandlung	47
3 Grundlagen des chemischen Angriffs auf zementgebundene Baustoffe	55
3.1 Einwirkungen aus natürlichen Böden und Wässern	55
3.2 Relevante Angriffsszenarien im Baugrund.....	57
3.2.1 Chemischer Angriff durch Sulfate	57
3.2.2 Chemischer Angriff durch Ammonium	63
3.2.3 Chemischer Angriff durch Magnesium	65
3.2.4 Chemischer Angriff durch kalklösende Kohlensäure	67
3.2.5 Einfluss der Überlagerung verschiedener Angriffsszenarien	75
4 Relevante Bauverfahren des Spezialtiefbaus im Bereich der Bundeswasserstraßen	81
4.1 Allgemeines.....	81
4.2 Bohrpfähle	82
4.3 Düsenstrahlverfahren	85
4.4 Verpressanker	87
4.5 Mikropfähle	90
4.6 Auswirkungen des chemischen Angriffs auf geotechnische Elemente.....	92
5 Regeln und Grenzwerte zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit unter chemischem Angriff.....	97

5.1	Vorbemerkung	97
5.2	National	98
5.3	International	101
5.4	Modelle zur Bewertung des chemischen Angriffes	105
5.4.1	Allgemeines	105
5.4.2	Ingenieurmodelle	105
5.4.3	Rechnerische Simulationen auf Basis wissenschaftlicher Modelle	107
5.5	Leistungsbasierte Bewertung der Dauerhaftigkeit unter chemischem Angriff	109
5.6	Maßnahmen zur Erhöhung des Baustoffwiderstandes gegenüber chemischem Angriff	111
5.7	Sensitivitätsanalyse	113
6	Experimentelle Methoden	117
6.1	Untersuchungsmethoden	117
6.1.1	Porositätsuntersuchungen	117
6.1.2	Phasenanalytische Untersuchungen	123
6.1.3	Festigkeitsuntersuchungen	126
6.1.4	Weitere Untersuchungsmethoden	129
6.2	Auswertungsmethoden	132
6.2.1	Bestimmung des Hydratationsgrads mittels Thermogravimetrie	132
6.2.2	Definition der Einflusstiefe bei chemischem Angriff	133
6.2.3	Ermittlung der Einflusstiefe im Szenario kalklösende Kohlensäure	136
6.2.4	Bestimmung der Martenshärte	138
6.3	Herstellmethode verpresster Zementsuspensionen	139
7	Charakterisierung der Baustoffeigenschaften relevanter geotechnischer Elemente	143
7.1	Bohrpfahlbeton	143
7.1.1	Allgemeines und Vorbemerkungen	143
7.1.2	Porosität	143
7.1.3	Hydratationsgrad und Calciumhydroxidgehalt	145
7.1.4	Gefügestruktur	146
7.2	Düsenstrahlelemente	149
7.2.1	Allgemeines	149
7.2.2	Charakterisierung von Düsenstrahlelementen aus im Feld gewonnen Bohrkernen ...	150
7.3	Verpresster Zementstein	155
7.3.1	Einfluss des Verpressvorganges auf Zementsuspensionen	155
7.3.2	Einfluss des Verpressvorgangs auf erhärteten Zementstein	157
7.3.3	Charakterisierung von Verpresskörpern aus großmaßstäblichen Laborversuchen	161
7.4	Bewertung der Baustoffeigenschaften	168
8	Experimentelle Untersuchungen zum Einfluss der Umgebungstemperatur im Baugrund auf die Eigenschaften von Zementstein	171
8.1	Vorbemerkungen	171
8.2	Einfluss auf die Festigkeitsentwicklung	172
8.3	Einfluss auf die Hydratationsgeschwindigkeit	173
8.4	Einfluss auf die Porositätsentwicklung	176
8.5	Einfluss auf das Quellverhalten	181
8.6	Vergleichende Betrachtung	183
8.7	Zusammenfassung	187

9 Szenariobetrachtung: Angriff kalklösender Kohlensäure auf Zementstein	189
9.1 Vorbemerkungen	189
9.2 Versuchsrandbedingungen	189
9.2.1 Ausgangsstoffe und Probencharakterisierung.....	189
9.2.2 Randbedingungen der Einlagerungen	191
9.2.3 Probenpräparation	192
9.3 Ergebnisse der Untersuchungen zum Angriff kalklösender Kohlensäure	193
9.3.1 Ergebnisse der Exposition im Boden	193
9.3.2 Ergebnisse der Exposition in freier Lösung	198
9.3.3 Ergebnisse des in-situ-Verpresskörpers.....	206
9.3.4 Ergebnisse der Mikrohärtprüfung	213
9.4 Bewertung der Ergebnisse	218
9.5 Übertragung der Ergebnisse auf mögliche Zielnutzungsdauern für Verpressanker	223
10 Schlussfolgerungen	227
10.1 Überblick	227
10.2 Empfehlungen zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von Gründungselementen	229
10.3 Offene Fragen und Ausblick	231
Literaturverzeichnis.....	233
Anhang 1 Grundlagen des chemischen Angriffs auf zementgebundene Baustoffe	273
A1.1 Einwirkungen aus natürlichen Böden und Wässern	273
A1.2 Untersuchungen zum Einfluss kalklösender Kohlensäure auf Verpressanker	274
Anhang 2 Normative Regelungen.....	275
A2.1 Normalzemente mit hohem Sulfatwiderstand (SR-Zemente) nach DIN EN 197-1:2011-11	275
A2.2 Normzemente für die Anwendung in der Expositionsklasse XA	275
A2.3 Normzemente für die Ausführung von Mikropfählen	276
Anhang 3 Übersicht Simulationsmodelle.....	277
Anhang 4 Auswertemethoden	279
A4.1 Ermittlung der Menge an chemisch gebundenem Wasser bei vollständiger Hydratation	279
A4.2 Messrandbedingungen RFA-Mapping	280
A4.3 Makro zur Auswertung von Elementverteilungsbildern	280
Anhang 5 Charakterisierung der Baustoffe geotechnischer Elemente	281
A5.1 Übersicht Bohrkerne aus Bohrpfahlwand.....	281
A5.2 Fotodokumentation Bohrpfahl	282
A5.3 Mischungsentwurf Bohrpfahlbeton	283
A5.4 Fotodokumentation Modellbohrpfahl	284
A5.5 Mischungsentwurf Modellbohrpfahl	285
A5.6 Vorgehen der Thermoanalytik des Bohrpfahlbetons.....	286
A5.7 Herstellparameter und Bohrkernentnahme der Düsenstrahlsäulen	287
A5.8 Fotodokumentation S24-3	288
A5.9 Übersicht der Verpresskörper.....	289
A5.10 Dünnschliffmikroskopie VK2, Bereich II	290
Anhang 6 Parameterstudie – Verpressen von Zementsuspensionen	291
A6.1 Einfluss des w/z-Wertes der Zementsuspension	291

A6.2	Einfluss des Verpressdruckes	294
A6.3	Einfluss der Partikelgrößenverteilung und der Zementart.....	295
A6.4	Einfluss auf die Hydratationskinetik.....	300
Anhang 7	Einfluss der Umgebungstemperatur im Baugrund.....	303
A7.1	Temperaturverlauf 10 °C-Lagerung im Untersuchungszeitraum	303
A7.2	Wasseraufnahme der Verpressproben je Ebene	303
Anhang 8	Materialdaten und Auswertung	305
A8.1	Chemische und mineralogische Zusammensetzung	305
A8.2	Porenradienverteilung der untersuchten Zementsteine	307
A8.3	Charakterisierung der untersuchten Zementsteine	310
A8.4	Randbedingungen der Exposition in kalkaggressiver Kohlensäure	312
A8.5	Probenpräparation	314
A8.6	Übersicht optisches Erscheinungsbild Verpresskörper	314
A8.7	Erfassung der Verpresskörpergeometrie mittels 3D-Scanner.....	315
A8.8	Detail Neutralisierungstiefe Verpresskörper	316
A8.9	Auswertung Dünnschliffe	316
A8.10	Mikrohärteprüfung: Kraft-Eindringtiefe-Datensätze	322
A8.11	Steigung der Kraft-Eindringtiefe-Kurve	325
A8.12	Abschätzung der Schädigungsentwicklung	326

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2.1:	Zusammensetzung des Zementsteinvolumens in Abhängigkeit vom w/z-Wert unter Annahme eines Hydratationsgrades von $\alpha = 100\%$	19
Abbildung 2.2:	Schematische Darstellung der Tortuosität in einem hinsichtlich der Packungsdichte optimierten Beton	23
Abbildung 2.3:	Literaturwerte der Tortuosität von Zementstein, Mörtel und Beton in Abhängigkeit vom w/z-Wert.....	25
Abbildung 2.4:	Durchlässigkeit k in Abhängigkeit von der Kapillarporosität für Zementstein, Mörtel und Beton aus Literaturdaten.....	26
Abbildung 2.5:	Schematische Darstellung der Porenarten hinsichtlich ihrer Zugänglichkeit	27
Abbildung 2.6:	Schematische Darstellung der Zementsteinmodelle nach Powers- und Brownyard, Feldman- und Sereda, Wittmann und Jennings- und Tennis	34
Abbildung 2.7:	Prinzip des Aufbaus eines Filterkuchens infolge Filtration durch ein aufgebracht Druckgefälle	36
Abbildung 2.8:	Literaturwerte für w/z-Werte nach dem Verpressen aus experimentellen Laboruntersuchungen bei variierenden Verpressdrücken für verschiedene w/z-Werte der Zementsuspension	38
Abbildung 2.9:	Jahreszeitliche Temperaturprofile des Grundwassers über die Tiefe	48
Abbildung 2.10:	Literaturwerte der Quellmaße von Zementstein, Mörtel und Beton	52
Abbildung 3.1:	Anteil der gelösten kohlenstoffhaltigen Teilchen (Carbonatspezies und Kohlendioxid) in einer Wasserprobe (10 °C) in Abhängigkeit vom pH-Wert.....	68
Abbildung 3.2:	Darstellung des Kalk-Kohlensäure-Gleichgewichts mit zugehörigem, überschüssigem und kalkaggressivem CO_2 bei einer Temperatur von 10 °C unter Annahme einer Ionenstärke $I = 10$ mmol/L	69
Abbildung 3.3:	Ermittelte Eindringtiefen an Portlandzementsteinen mit unterschiedlichen w/z-Werten in kalkaggressiven Lösungen mit variierenden Konzentrationen	74
Abbildung 4.1:	Unverrohrte und flüssigkeitsgestützte Herstellung eines Bohrpfahles	83
Abbildung 4.2:	Mantelfläche eines mit oszillierend gezogener Verrohrung hergestellten, freigelegten Bohrpfahles an der Schleuse Zerben.....	85
Abbildung 4.3:	Herstellschritte bei der Errichtung von Düsenstrahlelementen	86
Abbildung 4.4:	Schematische Darstellung eines temporären Verpressankers mit zugehöriger Terminologie.....	88
Abbildung 4.5:	Ankertragfähigkeit bei Einwirkung kalkaggressiver Kohlensäure in Abhängigkeit von der Konzentration, Einwirkungsdauer und Boden.....	94
Abbildung 5.1:	Deskriptive Vorgaben für die Expositionsklasse XA der CEN-Mitgliedsstaaten.....	102
Abbildung 5.2:	Deskriptive Vorgaben zum höchstzulässigen w/z-Wert nach EN 206, ACI 318 und GB/T 50476 für eine planmäßige Nutzungsdauer von 50 Jahren in chemisch angreifender Umgebung.....	104

Abbildung 5.3:	Geotechnische Elemente und ihre Ausführbarkeit in chemisch angreifender Umgebung (XA) nach derzeit gültigem Regelwerk	115
Abbildung 6.1:	Vergleich der Porosität für unterschiedliche Untersuchungsmethoden der Wasseraufnahme an Zementsteinen mit w/z-Werten von 0,4 und 0,45 in einem Probenalter von 28 d (CEM I) bzw. 56 d (CEM III).....	117
Abbildung 6.2:	Exemplarische Darstellung der mittels Quecksilberdruckporosimetrie gemessenen Porenradienverteilung und der abgeleiteten Porositätskennwerte.....	121
Abbildung 6.3:	Schematische Darstellung der Mikrohärtprüfung mit einem quadratischen, pyramidenförmigen Eindringkörper	127
Abbildung 6.4:	Schematische Darstellung der Einflusstiefe x_{XA} mit potenziellem Übergangsbereich	134
Abbildung 6.5:	Schematische Darstellung der Einflusstiefe x_{CO_2} für das Szenario kalklösende Kohlensäure mit potenziellem Übergangsbereich.....	135
Abbildung 6.6:	Exemplarisches Auswertungsschema x_m , $x_{cp,carb}$ und $x_{cp,CH_{red}}$ von Dünnschliffen im Durchlicht unter gekreuzten Polarisatoren für Zementsteine mit einem w/z-Wert von 0,5 nach 12 Monaten Einwirkungsdauer kalklösender Kohlensäure in freier Lösung	136
Abbildung 6.7:	Exemplarisches Auswertungsschema x_m , $x_{cp,carb}$ und $x_{cp,CH_{red}}$ von mittels ortsaufgelöster RFA-Messung erhaltener Calcium-Elementverteilung für Zementsteine mit einem w/z-Wert von 0,5 nach 12 Monaten Einwirkungsdauer kalklösender Kohlensäure in freier Lösung.....	138
Abbildung 6.8:	Parameter für die Ermittlung der Martenshärten HM , HM_{mod} und HM_s	139
Abbildung 6.9:	A) Verwendete Filterpresse nach DIN 4127:2014-02, B) Einteilung des verpressten Zementsteines in Ebenen mit einer Dicke von mindestens 15 mm.....	142
Abbildung 7.1:	MIP-Porenradienverteilung von Bohrpfahlbetonen BPF aus dem Kern und Randbereich sowie von Bohrpfahlbetonen BPM aus dem Randbereich	145
Abbildung 7.2:	Dünnschliffmikroskopie des BPF.....	147
Abbildung 7.3:	Dünnschliffmikroskopie des BPM #2	148
Abbildung 7.4:	Erscheinungsform des Düşhorizontes in untersuchten Düsenstrahlelementen.....	150
Abbildung 7.5:	Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck für Proben aus unterschiedlichen Bereichen von Düsenstrahlsäulen	151
Abbildung 7.6:	Mittels MIP erfasste kumulierte und differentielle Porosität von Proben des Düşhorizontes und des Kernbereiches der Düsenstrahlsäule S24-3.....	152
Abbildung 7.7:	Dünnschliffmikroskopie des Düşhorizontes.....	153
Abbildung 7.8:	Dünnschliffmikroskopie der Düsenstrahlsäule S24-3	154
Abbildung 7.9:	Ionenkonzentration des abgefilterten Anmachwassers reiner Zementsuspensionen aus Portland- und Hochofenzement mit initialen w/z-Werten 0,4 und 0,5	156
Abbildung 7.10:	Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck für verpresste und unverpresste Zementsteine aus CEM I und CEM III/B mit initialen w/z-Werten von 0,4 und 0,5 (Prüfalter 56 d).....	158

Abbildung 7.11:	MIP-Porenradienverteilung für verpressten (Ebene 1) und unverpressten Zementstein aus CEM I mit initialen w/z-Werten von 0,4 und 0,5 (Prüfalter 56 d) ...	159
Abbildung 7.12:	MIP-Porenradienverteilung für verpressten (Ebene 1) und unverpressten Zementstein aus CEM III/B mit initialen w/z-Werten von 0,4 und 0,5 (Prüfalter 56 d).....	159
Abbildung 7.13:	Dünnschliffmikroskopie von verpresstem Portlandzementstein	161
Abbildung 7.14:	Schematische Darstellung der festgelegten Bereiche oben (I), Mitte (II), unten (III) und Teilstückformatierung des inneren und äußeren Bereichs für die Charakterisierung der Baustoffeigenschaften des Verpresskörpers	162
Abbildung 7.15:	Längsschnitt des Verpresskörpers VK3 mit Anschnitt des mittig positionierten Zugliedes	163
Abbildung 7.16:	Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck differenziert nach Bereich und Lage im Verpresskörper für VK1, VK2, VK3 und VK4.....	163
Abbildung 7.17:	Schematische Darstellung der Verpresswirkung des aufgebrachtten Verpressdruckes über den radialen Querschnitt und die Höhe des Verpresskörpers.....	164
Abbildung 7.18:	Mittelwert und Streuband der mittels MIP erfassten kumulierte und differentiellen Porosität von Proben des äußeren Bereiches von Verpresskörpern	165
Abbildung 7.19:	Ergebnisse der TGA-Messungen der untersuchten Verpresskörper für die Bereiche I, II, und III	166
Abbildung 7.20:	Dünnschliffe VK2, Bereich I.....	167
Abbildung 7.21:	Elektronenmikroskopische Aufnahmen VK1, Bereich II	168
Abbildung 8.1:	Biegezugfestigkeiten von Zementstein aus Portland- und Hochofenzement mit w/z-Werten von 0,3 und 0,5 bei Wasserlagerung in einer Umgebung von 10 und 20 °C nach 28 und 56 Tagen	172
Abbildung 8.2:	Druckfestigkeiten von Zementstein aus Portland- und Hochofenzement mit w/z-Werten von 0,3 und 0,5 bei Wasserlagerung in einer Umgebung von 10 und 20 °C nach 28 und 56 Tagen	173
Abbildung 8.3:	Entwicklung des Hydratationsgrades für Zementstein aus Portlandzement mit w/z-Werten von 0,3* und 0,5 bei Wasserlagerung in einer Umgebung von 10 und 20 °C	174
Abbildung 8.4:	Entwicklung des Hydratationsgrades für Zementstein aus Hochofenzement mit w/z-Werten von 0,3* und 0,5 bei Wasserlagerung in einer Umgebung von 10 und 20 °C	174
Abbildung 8.5:	Entwicklung des Calciumhydroxid-Gehaltes für Zementstein aus Portlandzement mit w/z-Werten von 0,3* und 0,5 bei Wasserlagerung in einer Umgebung von 10 und 20 °C.....	175
Abbildung 8.6:	Entwicklung des Calciumhydroxid-Gehaltes für Zementstein aus Hochofenzement mit w/z-Werten von 0,3* und 0,5 bei Wasserlagerung in einer Umgebung von 10 und 20 °C	176

Abbildung 8.7:	Entwicklung der Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck für Zementsteine mit einem w/z-Wert von 0,5 aus Portland- und Hochofenzement bei Umgebungstemperaturen von 10 und 20 °C	177
Abbildung 8.8:	Entwicklung der Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck für verpresste Zementsteine mit einem initialen w/z-Wert von 0,5 ($w/z_{\text{verpresst}} = 0,33$ bzw. 0,35) aus Portland- und Hochofenzement bei Umgebungstemperaturen von 10 und 20 °C.....	177
Abbildung 8.9:	Entwicklung der MIP-Porenradienverteilung von Zementstein der CEM I-Prüfserie mit einem w/z-Wert von 0,5 nach 7, 14 und 28 Tagen bei einer Umgebungstemperatur von 10 und 20 °C	179
Abbildung 8.10:	Entwicklung der MIP-Porenradienverteilung von verpresstem Zementstein der CEM I-Prüfserie mit einem initialen w/z-Wert von 0,5 ($w/z_{\text{verpresst}} = 0,33$) nach 7, 14 und 28 Tagen bei einer Umgebungstemperatur von 10 und 20 °C	179
Abbildung 8.11:	Entwicklung der MIP-Porenradienverteilung von Zementstein der CEM III/B-Prüfserie mit einem w/z-Wert von 0,5 nach 7, 14 und 28 Tagen bei einer Umgebungstemperatur von 10 und 20 °C	180
Abbildung 8.12:	Entwicklung der MIP-Porenradienverteilung von verpresstem Zementstein der CEM III/B-Prüfserie mit einem initialen w/z-Wert von 0,5 ($w/z_{\text{verpresst}} = 0,35$) nach 7, 14 und 28 Tagen bei einer Umgebungstemperatur von 10 und 20 °C.....	180
Abbildung 8.13:	Dehnungen von Zementstein aus Portlandzement mit w/z-Werten von 0,3 und 0,5 bei Wasserlagerung in einer Umgebung von 10 und 20 °C.....	182
Abbildung 8.14:	Dehnungen von Zementstein aus Hochofenzement mit w/z-Werten von 0,3 und 0,5 bei Wasserlagerung in einer Umgebung von 10 und 20 °C.....	183
Abbildung 8.15:	Änderungsrate der Dehnung im Verhältnis zum Grenzporeradius rGr von Zementstein aus CEM I und CEM III/B mit w/z-Werten von 0,3 (verpresste Proben) und 0,5 nach 7, 14, und 28 Tagen bei einer Wasserlagerung in einer Umgebung von 10 und 20 °C	184
Abbildung 8.16:	Änderungsrate der Dehnung im Verhältnis zum maximalen Intrusionsvolumen Φ_{Hg} von Zementstein aus CEM I und CEM III/B mit w/z-Werten von 0,3 (verpresste Proben) und 0,5 nach 7, 14, und 28 Tagen bei einer Wasserlagerung in einer Umgebung von 10 und 20 °C	184
Abbildung 8.17:	Anteil der Gelporen ($r < 10$ nm) am maximalen Intrusionsvolumen im Verhältnis zum Quellmaß von Zementstein aus CEM I und CEM III/B mit w/z-Werten von 0,3 (verpresste Proben) und 0,5 nach 7, 14, und 28 Tagen bei einer Wasserlagerung in einer Umgebung von 10 und 20 °C	185
Abbildung 8.18:	A) Quellmaß, B) Änderungsrate der Dehnung in Relation zum Hydratationsgrad α von Zementstein aus CEM I und CEM III/B mit w/z-Werten von 0,3 (verpresste Proben) und 0,5 bei einer Wasserlagerung in einer Umgebung von 10 und 20 °C	186
Abbildung 8.19:	Relation des Quellmaßes zum Verhältnis zwischen Calciumhydroxidgehalt und Hydratationsgrad α von Zementstein aus CEM I und CEM III/B mit w/z-Werten von 0,3 (verpresste Proben) und 0,5 bei einer Wasserlagerung in einer Umgebung von 10 und 20 °C	187
Abbildung 9.1:	Versuchsbehälter zur Einlagerung von Zementsteinproben in freier Lösung mit kalkaggressiver Kohlensäure.....	192

Abbildung 9.2:	Neutralisierungstiefe unverpresster, im Boden gelagerter Zementsteine nach Einwirkung kalkaggressiver Kohlensäure für 3, 6 und 12 Monate	194
Abbildung 9.3:	Schematische Darstellung der im Boden eingelagerten Zementsteinprismen im Querschnitt und Lage der ausgewerteten Einflusstiefe relativ zur Anströmrichtung.....	195
Abbildung 9.4:	Mittels Polarisationsmikroskopie ermittelte Einflusstiefe für im Boden eingelagerte Zementsteinproben nach 3, 6 und 12 Monaten Einwirkungsdauer	196
Abbildung 9.5:	Mittels Polarisationsmikroskopie ermittelte Einflusstiefe für im Boden eingelagerte Zementsteinproben nach 12 Monaten Einwirkungsdauer in Abhängigkeit von der Lage relativ zur Anströmrichtung	196
Abbildung 9.6:	Dünnschliffaufnahmen von in Boden gelagerten Zementsteinproben	197
Abbildung 9.7:	Mittels RFA ermittelte Einflusstiefe für im Boden eingelagerte Zementsteinproben nach 3, 6 und 12 Monaten.....	198
Abbildung 9.8:	Masseverlust bezogen auf das Einlagerungsgewicht für unverpresste Zementsteine in freier Lösung nach Einwirkung kalkaggressiver Kohlensäure für 3, 6 und 12 Monate	199
Abbildung 9.9:	Masseverlust bezogen auf das Einlagerungsgewicht für verpresste Zementsteine in freier Lösung nach Einwirkung kalkaggressiver Kohlensäure für 3, 6 und 12 Monate	199
Abbildung 9.10:	Neutralisierungstiefe unverpresster, in freier Lösung gelagerter unverpresster Zementsteine nach Einwirkung kalkaggressiver Kohlensäure für 3, 6 und 12 Monate	200
Abbildung 9.11:	Neutralisierungstiefe verpresster, in freier Lösung gelagerter verpresster Zementsteine nach Einwirkung kalkaggressiver Kohlensäure für 3, 6 und 12 Monate	200
Abbildung 9.12:	Mittels Polarisationsmikroskopie ermittelte Einflusstiefe für in freier Lösung eingelagerte Zementsteinproben nach 3, 6 und 12 Monaten Einwirkungsdauer	202
Abbildung 9.13:	Mittels Polarisationsmikroskopie ermittelte Einflusstiefe für in freier Lösung eingelagerte verpresste Zementsteinproben nach 3, 6 und 12 Monaten Einwirkungsdauer	202
Abbildung 9.14:	Mittels RFA ermittelte Einflusstiefe für in freier Lösung eingelagerte unverpresste Zementsteinproben nach 3, 6 und 12 Monaten Einwirkungsdauer	203
Abbildung 9.15:	Vergleich der mittels RFA und Dünnschliffmikroskopie ermittelten Einflusstiefe x_{XA} für unverpresste Zementsteine mit w/z-Werten von 0,4 und 0,5 in freier Lösung für Einwirkungsdauern kalkaggressiver Kohlensäure von 3, 6 und 12 Monate	205
Abbildung 9.16:	Detailaufnahme der Mantelfläche im unteren Bereich von Verpresskörpern nach einem Angriff kalkaggressiver Kohlensäure	206
Abbildung 9.17:	Mit 3D-Photogrammetrie-Scanner ermittelter Umfang von Verpresskörpern nach 3, 6 und 12 Monaten Einwirkung von kalkaggressiver Kohlensäure über die normierte Länge des Verpresskörpers, sowie Vergleichsprobe nach 3 Monaten Lagerung in Karlsruher Leitungswasser	207

Abbildung 9.18: Neutralisierungstiefe von Verpresskörpern über die Höhe gestaffelt nach 3, 6 und 12 Monaten Einwirkungsdauer kalkaggressiver Kohlensäure	208
Abbildung 9.19: Dünnschliffaufnahmen des Randbereiches von Verpresskörpern nach 3, 6 und 12 Monaten Einwirkung durch kalkaggressive Kohlensäure	209
Abbildung 9.20: Mittels Polarisationsmikroskopie ermittelte Einflusstiefe für Verpresskörper nach 3, 6 und 12 Monaten Einwirkungsdauer kalkaggressiver Kohlensäure.....	210
Abbildung 9.21: Mittels RFA ermittelte Einflusstiefe für Verpresskörper nach 3, 6 und 12 Monaten Einwirkungsdauer kalkaggressiver Kohlensäure	211
Abbildung 9.22: Mittels RFA ermittelte Einflusstiefe bezogen auf Bereiche der Verpresskörper nach 3, 6 und 12 Monaten Einwirkungsdauer kalkaggressiver Kohlensäure.....	211
Abbildung 9.23: REM-Aufnahmen des Randbereiches von Verpresskörpern nach 3, 6 und 12 Monaten Einwirkungsdauer.....	212
Abbildung 9.24: Martenshärte HM für die maximale Prüfkraft über die Tiefe der untersuchten unverpressten Proben nach einer Einwirkung kalkaggressiver Kohlensäure für 12 Monate.....	214
Abbildung 9.25: Martenshärte HM für die maximale Prüfkraft über die Tiefe der untersuchten verpressten Probe CEM III/A 0,4 und des Verpresskörpers VK12a III nach einer Einwirkung kalkaggressiver Kohlensäure für 12 Monate.....	214
Abbildung 9.26: Modifizierte Martenshärte HM_{mod} für eine Eindringtiefe von 8,5 μm über die Tiefe der untersuchten unverpressten Proben nach einer Einwirkung kalkaggressiver Kohlensäure für 12 Monate	215
Abbildung 9.27: Modifizierte Martenshärte HM_{mod} der Einzeldatensätze für eine Eindringtiefe von 8,5 μm über die Tiefe der untersuchten verpressten Probe CEM III/A 0,4 und des Verpresskörpers VK12a III nach einer Einwirkung kalkaggressiver Kohlensäure für 12 Monate	216
Abbildung 9.28: Martenshärte HM_s ermittelt aus der Steigung der Kraft-Eindringtiefe-Kurve über die Tiefe der untersuchten unverpressten Proben nach einer Einwirkung kalkaggressiver Kohlensäure für 12 Monate	217
Abbildung 9.29: Martenshärte HM_s ermittelt aus der Steigung der Kraft-Eindringtiefe-Kurve über die Tiefe der untersuchten verpressten Probe CEM III/A 0,4 und des Verpresskörper VK12a nach einer Einwirkung kalkaggressiver Kohlensäure für 12 Monate.....	217
Abbildung 9.30: Beziehung zwischen mechanisch entfestigtem Bereich x_m (normiert auf einen Monat) und w/CaO für verpresste und unverpresste Zementsteine nach 3, 6 und 12 Monaten Einwirkung kalkaggressiver Kohlensäure	219
Abbildung 9.31: Beziehung zwischen mechanisch entfestigtem Bereich x_m (normiert auf einen Monat) und $w/CaO_{hydratisiert}$ für verpresste und unverpresste Zementsteine nach 3, 6 und 12 Monaten Einwirkung kalkaggressiver Kohlensäure.....	220
Abbildung 9.32: Vergleich der mittels Dünnschliffmikroskopie ermittelten Einflusstiefen x_{CO_2} nach 12 Monaten Einwirkungsdauer kalkaggressiver Kohlensäure im Boden und in freier Lösung: A) w/z-Wert 0,4, B) w/z-Wert 0,5	221

Abbildung 9.33: Extrapolation der mechanisch-entfestigten Tiefe x_m mit und ohne Gewichtung für Einwirkungsauern bis 60 Monate für Zementsteine mit einem w/z-Wert von 0,4 nach Gleichung (9-1) 224

Tabellenverzeichnis

Tabelle 2.1:	Chemische Zusammensetzung von Portlandzementklinker in Oxidschreibweise.....	6
Tabelle 2.2:	Mineralogische Zusammensetzung und Terminologie der Mineralphasen von Portlandzementklinker	6
Tabelle 2.3:	Chemische Zusammensetzung von in Deutschland produziertem Hüttensand in Oxidschreibweise.....	7
Tabelle 2.4:	Bezeichnung und Zusammensetzung der Hydratationsprodukte in Zementstein	12
Tabelle 2.5:	Klassifikation der Porenarten und zugehörige Porenradien.....	20
Tabelle 2.6:	Materialkennwerte von noch nicht erhärteten Filterkuchen aus Portlandzement mit zugehörigen initialen Kennwerten und Versuchsrandbedingungen	38
Tabelle 2.7:	Erfahrungswerte für Porenanteile und Durchlässigkeitsbeiwerte für Böden.....	44
Tabelle 2.8:	Einteilung der Durchlässigkeit von Böden anhand ihres Durchlässigkeitsbeiwerts	44
Tabelle 3.1:	Grenzwerte für die Expositionsclassen bei chemischem Angriff durch Grundwasser und natürliche Böden	56
Tabelle 3.2:	Nomenklatur des Angriffsgrades bei chemischem Angriff durch Grundwasser und natürlichen Böden	57
Tabelle 4.1:	Anforderungen an den Mindestgehalt von Zement und Flugasche in Abhängigkeit vom Größtkorn nach DIN SPEC 18140:2012-02.....	84
Tabelle 5.1:	Anforderungen an die Zusammensetzung und Eigenschaften von Beton nach DIN EN 206-1:2001-07 in Verbindung mit DIN 1045-2:2008-08.....	99
Tabelle 6.1:	Temperaturbereiche der Zersetzungsreaktionen vom Hydratphasen in Zementstein nach verschiedenen Autoren.....	124
Tabelle 6.2:	Übersicht über Härtewerte verschiedener Klinker- und Hydratphasen aus der Literatur	128
Tabelle 6.3:	Verwendete Prüfeinstellung zur Bestimmung der Martenshärte	129
Tabelle 6.4:	Übersicht über den Prüfumfang zur Ermittlung der Dehnung von Portland- und Hochofenzementsteinen bei Temperaturen von 10 und 20 °C	129
Tabelle 6.5:	Mischablauf des Zementleims für Filtrationsversuche in Anlehnung an DIN EN 196-1:2016-11	141
Tabelle 7.1:	Ergebnisse der Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck von Bohrpfehlbeton BPF	144
Tabelle 7.2:	Anhand von MIP-Messungen ermittelte Porositätskennwerte und Porositäten von Bohrpfehlbetonen BPM und BPF aus dem Rand- und Kernbereich	145
Tabelle 7.3:	Mittels Thermoanalyse ermittelte Hydratationsgrade und Calciumhydroxidgehalte der Bohrpfehlbetone BFM	146
Tabelle 7.4:	Anhand von MIP-Messungen ermittelte Porositätskennwerte und Porositäten von Düsenstrahlkörpern der Säule S24-3 aus CEM III/B 32,5 N-LH/SR (na)	153

Tabelle 7.5:	Zusammensetzung des abgelifterten Anmachwassers reiner Zementsuspensionen aus Portlandzement und Hochofenzement mit initialem w/z-Wert von 0,4 und 0,5	156
Tabelle 7.6:	Anhand von MIP-Messungen ermittelte Porositätskennwerte und Porositäten von verpresstem und unverpresstem Zementstein aus CEM I und CEM III mit initialem w/z-Wert von 0,4 und 0,5 (Prüfalter 56 d).....	160
Tabelle 7.7:	Anhand von MIP-Messungen ermittelte Porositätskennwerte und Porositäten von Verpresskörpern	165
Tabelle 8.1:	w/z _{verpresst} -Werte von verpressten Zementsteinen mit einem initialen w/z-Wert von 0,5 bei einem Verpressdruck von 3 bar (n = 4)	171
Tabelle 8.2:	Entwicklung der anhand von MIP-Messungen ermittelten Porositätskennwerten und Porositäten von verpressten und unverpressten Zementsteinen aus CEM I und CEM III/B für Umgebungstemperaturen von 10 und 20 °C	181
Tabelle 9.1:	Charakterisierung der Materialeigenschaften der untersuchten Rezepturen mittels MIP und TGA im Probenalter von 56 Tagen	190
Tabelle 9.2:	Mit 3D-Photogrammetrie-Scanner ermittelte Mittelwerte des Umfanges von Verpresskörpern unter Einwirkung kalkaggressiver Kohlensäure nach 3, 6 und 12 Monaten, sowie Vergleichsprobe nach 3 Monaten	207
Tabelle 9.3:	Mittels Mikrohärteprüfung ermittelte Dicke des mechanisch entfestigten Bereiches x_m für Zementsteine nach 12 Monaten Einwirkungsdauer kalkaggressiver Kohlensäure.....	218
Tabelle 9.4:	Dicke des mechanisch entfestigten Bereiches x_m unverpresster Zementsteine nach 12 Monaten Einwirkung kalkaggressiver Kohlensäure.....	219
Tabelle 9.5:	Prognostizierte Einflusstiefe x_m für Zementsteine mit w/z=0,4 nach 60 Monaten Einwirkung durch kalkaggressive Kohlensäure (gewichtet und ungewichtet).....	225

Abkürzungsverzeichnis

BAW	Bundesanstalt für Wasserbau
CAC	Calciumaluminatzement bzw. Calciumaluminatcement (Tonerdezement)
DAFStb	Deutscher Ausschuss für Stahlbeton
DBV	Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein
DGGT	Deutsche Gesellschaft für Geotechnik
DIBt	Deutsches Institut für Bautechnik
DTA	Differenz-Thermoanalyse
HFB	Hochfester Beton
ICDD	International centre for diffraction data
ITZ	<i>interfacial transition zone</i> – Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zementstein
IUPAC	International Union of Pure and Applied Chemistry
MIP	<i>mercury intrusion porosimetry</i> – Quecksilberdruckporosimetrie
MVV TB	Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen
PDF	<i>powder diffraction file</i>
ppt	Aufnahme bei linear polarisiertem Durchlicht
RFA	Röntgenfluoreszenzanalyse
TGA	Thermogravimetrische Analyse
TOC	<i>total organic carbon</i> – organischer Kohlenstoff-Gehalt in gelöster und ungelöster Form
UHFB	Ultrahochfester Beton
WSV	Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes
xpt	Aufnahme bei linear polarisiertem Durchlicht mit gekreuzten Polarisatoren
XRD	<i>x-ray diffraction</i> – Röntgendiffraktometrie

Symbolverzeichnis

A	durchströmte Fläche in (m ²)
A	zementartabhängiger Koeffizient in (-)
$A_s(h)$	Oberfläche des Eindringkörpers beim Abstand h in (mm ²)
B	Koeffizient in (-)
b	Seitenlänge des Prismenquerschnittes in (mm)
CH	Gehalt an Calciumhydroxid in (Gew.-%)
C_U	Ungleichförmigkeitszahl in (-)
c	Konzentration der Säure in (mol/L)
$c(X)$	Stoffmengenkonzentration des Stoffes oder Ions X in (mol/L)
c_i	Teilchenkonzentration in (mol/m ³)
c_v	Konsolidierungsbeiwert in (m ² /s)
D	Dehnung in (mm/m)
D_0	Diffusionskoeffizient einer Spezies in freier Lösung in (m ² /s)
D^i	Diffusionskoeffizient der Spezies i in (m ² /s)
D_{eff}	effektiver Diffusionskoeffizient einer Spezies in (m ² /s)
D_{max}	Nennwert des Größtkorns der größten Gesteinskörnung im Beton in (mm)
D_{PM}	Diffusionskoeffizient einer Spezies im porösen Medium in (m ² /s)
d_x	Teilchendurchmesser bei Durchgang x in (μm)
e	Porenzahl in (-)
F_f	Bruchlast in (N)
$F_{Härte}$	aufgebrachte Prüfkraft des Eindringkörpers in (N)

F_{max}	maximale Prüflast in (N)
F_{mod}	Prüflast bei festgelegter Eindringtiefe h_{mod} in (N)
f_f	Biegezugfestigkeit in (N/mm ²)
f_s	Strömungskraft in (kN/m ³)
f_{Ti}	<i>Tillmans</i> -Korrekturfaktor in (L)
GB	Glühbeständiges der Probe in (Gew.-%)
GV_G	Glühverlust der Gesteinskörnung in (Gew.-%)
GV_Z	Glühverlust des Zementklinkers in (Gew.-%)
g	Anteil der Gesteinskörnung in (%)
HM	Martenshärte in (N/mm ²)
HM_{mod}	Martenshärte für festgelegte Eindringtiefe h_{mod} in (N/mm ²)
HM_s	Martenshärte, bestimmt aus der Steigung m_s der Kraft-Eindringtiefe-Kurve in (N/mm ²)
h	Eindringtiefe des Eindringkörpers in (nm)
h	Höhe der Frischbetonsäule in (m)
h_{max}	maximale Eindringtiefe bei F_{max} in (mm)
h_{mod}	festgelegte Eindringtiefe von 8,5 μ m
I_{La}	Langlier-Index in (-)
i	hydraulischer Gradient in (-)
J^i	Teilchenstrom in (mol/(m ² s))
K_{Ti}	temperaturabhängige <i>Tillmans</i> -Konstante in (L ² /mmol ²)
K_w	temperaturabhängiges Ionenprodukt des Wassers in (mol ² /L ²)
k	Durchlässigkeitsbeiwert in (m/s)
$k_{10^\circ C}$	Durchlässigkeitsbeiwert bei einer Temperatur von 10 °C in (m/s)

k_c	Materialkonstante in (-)
L_g	Messlänge zum Prüfzeitpunkt t in (mm)
L_t	Ablesung zum Prüfzeitpunkt t in (mm)
L_0	Anfangsablesung t in (mm)
l	Abstand zwischen den Tragrollen des Versuchsstandes in (mm)
l	Fließlänge in (m)
l_0	direkte Wegstrecke einer Spezies in (m)
m	materialspezifischer Anpassungsparameter in (-)
m_0	Masse der Probe zum Zeitpunkt der Einlagerung in (g)
m_d	Trockengewicht in (g)
m_s	Steigung zwischen 50 und 90 % von F_{max} in (mm/N ^{0,5})
$m_{sus,init}$	Masse der eingefüllten Zementsuspension in (g)
m_t	Masse der Probe zum Zeitpunkt t in (g)
m_{uw}	Unterwassergewicht im wassergesättigten Zustand in (g)
$m_{w,filtriert}$	Masse des ausgefilterten Anmachwassers in (g)
m_w	Wassergesättigtes Gewicht in (g)
n	Porenanteil in (-)
n	Steigungsmaß bzw. Steigung der RRSB-Geraden in (-)
n_a	Porenanteil der Luft (-)
n_{eff}	Effektiver, durchflusswirksamer Porenanteil in (-)
n_w	Porenanteil des Wassers in (-)
p	Einpressdruck in (N/m ²)
p_k	Kapillarkraft in (N·m)

Q	Durchfluss in (m ³ /s)
R_0	Anfangsreferenzmessung am Kalibrierstab in (mm)
R_t	Referenzmessung am Kalibrierstab zum Prüfzeitpunkt t in (mm)
r	Porenradius bzw. Radius der Kapillare (Pore) in (m)
r_{Gr}	Grenzporenradius in (nm)
r_{krit}	kritischer Porenradius in (nm)
r_{med}	Medianporenradius in (nm)
S_I	Sättigungsindex für Calcit in (-)
s	Standardabweichung für eine Stichprobe
t	Zeit in (Monate) bzw. in (s)
v	Strömungsgeschwindigkeit in (m/s)
$\frac{w}{CaO_{hydratisiert}}$	Verhältnis zwischen Anmachwassermenge und in Hydratphase gebundenem Calcium im Zementstein in (-)
$w_{chem,max}$	Menge an chemisch gebundenem Wasser bei vollständiger Hydratation in (g/g Zement)
$w_{chem,t}$	Menge an chemisch gebundenem Wasser zum Zeitpunkt t in (g/g Zement)
$\frac{w}{z_{init}}$	initialer w/z-Wert der Zementsuspension in (-)
$\frac{w}{z_{verpresst}}$	w/z-Wert nach dem Verpressen in (-)
x	Weg in (m)
x'	Teilchendurchmesser bei einer Verteilungssumme von 63,2 % in (μm)
x_{CO_2}	Einflusstiefe des Angriffes durch kalklösende Kohlensäure in (mm)
x_{cp}	Tiefe bzw. Dicke des chemisch-physikalisch veränderten Baustoffes in (mm)
$x_{cp,CHred}$	Tiefe bzw. Dicke des Bereiches mit abnehmendem Calciumhydroxidgehalt in (mm)
$x_{cp,carb}$	Tiefe bzw. Dicke des carbonatisierten Bereiches des Baustoffes in (mm)
x_m	Tiefe bzw. Dicke des mechanisch entfestigten Baustoffes in (mm)

x_s	Schädigungstiefe in (m)
x_x	Verteilungssumme an der Stützstelle x in (%)
x_{XA}	Einflusstiefe des chemischen Angriffes in (mm)
z	Anteil des Zementklinkers in (%)
α	Hydratationsgrad in (%)
β	Zuverlässigkeitsindex in (-)
γ_c	Frischbetonwichte in (kN/m ³)
γ_w	Wichte des Wassers in (kN/m ³)
Δc_i	Konzentrationsgefälle in (mol/m ⁴)
Δc_{Opfer}	Opferbetondicke in Expositionsklasse XA in (mm)
ΔL	Längenänderung bezogen auf die Anfangslänge in (mm)
Δl	tatsächlich zurückgelegte Wegstrecke einer Spezies in (m)
ΔM_{ges}	Gewichtsverlust der Probe in (Gew.-%)
$\Delta m_{Ca(OH)_2}$	Gewichtsverlust infolge der Entwässerung von $Ca(OH)_2$ bestimmt nach <i>Marsh</i> in (Gew.-%)
$\Delta m_{CEM I}$	Gewichtsverlust der Probe zwischen 105 und 1100 °C in (Gew.-%)
$\Delta m_{CEM III}$	Gewichtsverlust der Probe zwischen 105 und 850 °C in (Gew.-%)
Δm_{CO_2}	Gewichtsverlust infolge CO_2 -Freisetzung zwischen 600 und 850 °C in (Gew.-%)
$\Delta m_{H_2O,carb}$	freigesetzte Wassermenge infolge der Carbonatisierung von $Ca(OH)_2$ in (Gew.-%)
Δm_t	Masseverlust zum Zeitpunkt t in (Gew.-%)
Δp	Druckdifferenz in (Pa = N/m ²)
η	dynamische Viskosität des Wassers in (Pa·s)
θ	Kontaktwinkel in (°)
ρ_d	Trockenrohdichte in (g/cm ³)

$\rho_{d,max}$	Maximale Trockenrohdichte des Bodens in (g/cm ³)
$\rho_{d,min}$	Minimale Trockenrohdichte des Bodens in (g/cm ³)
ρ_s	Kornrohdichte in (g/cm ³)
ρ_w	temperaturabhängige Dichte des Wassers in (g/cm ³)
σ	Oberflächenspannung der Flüssigkeit in (N/m)
σ_h	Horizontaldruck in (kN/m ²)
σ_{Hg}	Oberflächenspannung des Quecksilbers in (N/m)
τ	Tortuosität in (-)
τ_D	Diffusionstortuosität in (-)
Φ_{Hg}	Maximales Intrusionsvolumen von Quecksilber in (Vol.-%)
Φ_{offen}	offene Porosität in (-)
Φ_{WA}	Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck in (M.-%) bzw. (Vol.-%)

1 Einleitung

1.1 Einführung und Motivation

Geotechnische Elemente aus zementgebundenen Baustoffen werden häufig bei der Tiefgründung und Verankerung von Wasserbauwerken eingesetzt. Sie werden mit Verfahren des Spezialtiefbaus hergestellt. Verwendung finden je nach Verfahren Beton, Stahlbeton, Mörtel und Zementsuspension. Abhängig vom Einsatzgebiet und von der Beschaffenheit des Baugrundes können sie einem chemischen Angriff durch natürliche Böden und Grundwässer ausgesetzt werden. Die Dauerhaftigkeit geotechnischer Elemente unter einem chemischen Angriff wird durch die vorherrschende Einwirkung, den Baustoffwiderstand und den Einfluss auf die Tragfähigkeit gekennzeichnet.

Die Einwirkung variiert im Wesentlichen mit der Art des angreifenden Stoffes, seiner Konzentration und der Fließgeschwindigkeit der umgebenden Grundwässer und kann eine treibende oder lösende Schädigung des Baustoffes hervorrufen. Die Widerstandsfähigkeit eines zementgebundenen Baustoffes hängt von den verwendeten Ausgangsstoffen, der Zusammensetzung und den Herstellungsparametern ab. Die Folgen einer Schädigung und die daraus resultierende Veränderung der mechanischen Eigenschaften der Baustoffrandzone kann für die Funktionalität des geotechnischen Elements, wie beispielsweise die Veränderungen der Mantelreibung zwischen Verankerungselement und umgebendem Boden, kritisch sein und wird wesentlich von der Wirkungsweise und der Wirkungsintensität des chemischen Angriffs sowie von der Art und der Bauweise des Elementes bestimmt.

Die in Deutschland gültigen normativen, deskriptiven Regelungen zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von Betonbauteilen gegenüber einem chemischen Angriff sind im Allgemeinen und insbesondere für die Anwendung im Spezialtiefbau mit Unsicherheiten und Unklarheiten behaftet. Diese umfassen:

- Unsicherheiten bei den vorgegebenen Grenzwerten der Konzentration der Stoffe zur Definition und Einteilung der Expositionsklassen XA1 bis XA3
- Diskrepanzen hinsichtlich der Zielnutzungsdauer
- Besonderheiten der Gründungselemente in der Herstellungsweise und Tragwirkung
- unrichtige Annahme eines vollständigen Erhalts der Betonrandzone während der gesamten Zielnutzungsdauer
- begrenzte Realisierbarkeit von Oberflächenschutzsystemen
- realitätsnahe Abschätzung der Strömungsgeschwindigkeit des Grundwassers

Einheitliche leistungsbasierte Konzepte zur Bewertung des Materialwiderstands von Mörtel oder Beton gegenüber einem chemischen Angriff – allgemein und besonders im Hinblick auf spezifische geotechnische Elemente – existieren bislang nicht. Die gängigen Laborprüfverfahren liefern unterschiedliche und teilweise widersprüchliche Bewertungen der zementgebundenen Baustoffe, da die Randbedingungen von denen der Baugrundumgebung abweichen.

1.2 Zielsetzung

Die vorliegende Arbeit hat zum Ziel, zementgebundene Baustoffe für die Herstellung geotechnischer Elemente zur Gründung von Wasserbauwerken im Hinblick auf ihren Widerstand gegenüber unterschiedlichen Formen des chemischen Angriffes durch natürliche Böden und Wässer zu bewerten und Steuerungsmöglichkeiten aufzuzeigen. Dadurch soll die Möglichkeit geschaffen werden, für relevante Angriffsszenarien Empfehlungen zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit abzuleiten.

Einzelne Teilaspekte der Arbeit umfassen die Darstellung der wesentlichen Mechanismen des chemischen Angriffes auf zementgebundene Baustoffe unter Einbeziehung der Baustoff-Boden-Interaktionen, welche die Materialeigenschaften und ihren physikalischen Widerstand in hohem Maße beeinflussen. Hierunter fallen unter anderem die Filtration von Anmachwasser in der Randzone noch nicht erhärteter Baustoffe und die damit einhergehenden Gefügeveränderungen. Zudem begünstigen die Baugrundbedingungen die Nacherhärtung der eingebrachten Baustoffe, da diese bei niedrigen Umgebungstemperaturen vor Austrocknung geschützt sind.

Für die konkrete Fragestellung des im Bereich der Bundeswasserstraßen häufig anzutreffenden Szenarios eines Angriffes kalkaggressiver Kohlensäure werden basierend auf experimentellen Untersuchungen an verschiedenen Bindemittelsystemen Einflussgrößen zur Optimierung des Widerstandes verpresster Verankerungselemente unter Aufzeigen der festgestellten Grenzen dargelegt.

1.3 Aufbau und Gliederung der Arbeit

Zunächst wird in Kapitel 2 der aktuelle Kenntnisstand auf Grundlage einer tiefgreifenden Auswertung der wissenschaftlichen und baupraktischen Literatur veranschaulicht. Diese umfassen die baustofftechnologischen Grundlagen für Portland- und Hochofenzemente (Abschnitt 2.1). Weiterhin werden betontechnologische Besonderheiten bei der Herstellung geotechnischer Elemente (Abschnitt 2.2) erläutert. Diese können in Einflüsse aus der Herstellung im Boden und Einflüsse der natürlichen Nachbehandlung im Baugrund unterteilt werden.

In Kapitel 3 werden die Grundlagen des chemischen Angriffes auf zementgebundene Baustoffe vorgestellt. Darin wird zunächst die Klassifizierung der Einwirkungen aus natürlichen Böden und Grundwässern (Abschnitt 3.1) erläutert. Weiterhin werden die Schädigungsmechanismen der relevanten Angriffsszenarien im Baugrund beschrieben (Abschnitt 3.2) und sowohl die Herkunft und Vorkommen betonaggressiver Stoffe aufgezeigt als auch betontechnologische Aspekte des jeweiligen Angriffsszenarios verdeutlicht.

Die für die Fragestellung des chemischen Angriffes auf Gründungselemente im Wasserbau relevanten Bauteile bzw. Bauverfahren werden in Kapitel 4 vorgestellt. Die betrachteten Spezialtiefbaulemente umfassen Bohrpfähle (Abschnitt 4.2), Elemente, welche mittels Düsenstrahlverfahren errichtet werden (Abschnitt 4.3), Verpressanker (Abschnitt 4.4) und Mikropfähle (Abschnitt 4.5). Der Fokus liegt auf der Herstellung und dem Tragverhalten dieser Elemente sowie den zum Einsatz kommenden zementgebundenen Baustoffen. Der bisherige Wissensstand zur Auswirkung eines chemischen Angriffes auf diese geotechnischen Elemente (Abschnitt 4.6) bildet den Abschluss dieses Kapitels.

Um die Dauerhaftigkeit zementgebundener Baustoffe unter chemischem Angriff sicherzustellen, existieren erfahrungsbasierte deskriptive Regeln und Grenzwerte, welche in Kapitel 5 aufgeführt werden. Es werden die national und international gültigen Regelwerke auch im Hinblick auf die zugrunde gelegten

Randbedingungen vorgestellt. Weiterhin werden existierende Modelle zur Abbildung und Prognose eines chemischen Angriffes auf zementgebundene Baustoffe (Abschnitt 5.4) vorgestellt. Darüber hinaus werden Möglichkeiten zur leistungs-basierten Dauerhaftigkeitsbewertung für den chemischen Angriff (Abschnitt 5.5) beleuchtet. Ergänzt wird das Kapitel durch Aufzeigen grundlegender Steuerungsmöglichkeiten und Maßnahmen zur Erhöhung des Baustoffwiderstandes (Abschnitt 5.6). Abschließend wird auf Grundlage der geltenden Regelwerke und Grenzwerte und der herausgearbeiteten Einflussgrößen eine Sensitivitätsanalyse der entsprechenden geotechnischen Elemente für die Expositions-kategorie chemischer Angriff (Abschnitt 5.7) vorgestellt.

Kapitel 6 stellt die experimentelle Methodik zur Bearbeitung der im Rahmen der Arbeit behandelten Fragestellungen vor. Hierin werden neben den Grundlagen der verwendeten Untersuchungsmethoden (Abschnitt 6.1) auch die angewendeten Auswertemethoden (Abschnitt 6.2) beschrieben.

In Kapitel 7 werden die materialspezifischen Eigenschaften der Baustoffe relevanter geotechnischer Elemente insbesondere im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit charakterisiert. Dies erfolgt für im Feld und Labor hergestellte Bohrpfeilbetone (Abschnitt 7.1) und für mithilfe des Düsenstrahlverfahrens errichtete Säulen (Abschnitt 7.2). Darüber hinaus werden die Eigenschaften von verpresstem Zementstein beschrieben (Abschnitt 7.3). Dies erfolgt zum einen durch Grundsatzversuche zum Verpressen von Zementsuspensionen aus baustofflicher Sicht und zum anderen durch Charakterisierung großmaßstäbliche Verpresskörper von Verpressankern. Abschließend werden Besonderheiten, die aus der Herstellweise und der Baustoff-Boden-Interaktion resultieren, verdeutlicht (Abschnitt 7.4).

An das vorherige Kapitel anknüpfend wird der Einfluss der niedrigen Baugrundtemperatur auf die Materialeigenschaften von Zementstein in Kapitel 8 behandelt. Durch Betrachtung der Festigkeitsentwicklung (Abschnitt 8.2), der Hydratationsgeschwindigkeit (Abschnitt 8.3) und der Porositätsentwicklung (Abschnitt 8.4) sowie des Quellverhaltens von Zementstein (Abschnitt 8.5) wird der Einfluss der natürlichen Nachbehandlung im Baugrund veranschaulicht, welcher im Kontext der dauerhaftigkeitsrelevanten Baustoffeigenschaften beleuchtet wird.

Die Untersuchungen zum kritischen Szenario des Angriffs kalkaggressiver Kohlensäure auf Zementstein werden in Kapitel 9 vorgestellt. Im Anschluss an die Versuchsrandbedingungen (Abschnitt 9.2) werden die Ergebnisse der Einlagerung (Abschnitt 9.3) für Zementsteine im Boden bzw. freier Lösung sowie die untersuchten großmaßstäblichen Verpresskörper beschrieben. In Abschnitt 9.4 werden auf Grundlage der gewonnenen Erkenntnisse durch Literaturrecherche und experimentelle Untersuchungen Schlussfolgerungen gezogen und die Ergebnisse diskutiert. Aus den vorliegenden Ergebnissen wird eine Abschätzung für temporäre Zielnutzungsdauern von Verpressankern unter Berücksichtigung des Materialwiderstands der untersuchten Zementarten vorgenommen (Abschnitt 9.5).

Die Arbeit schließt in Kapitel 10 mit den Schlussfolgerungen. In diesem wird ein Überblick über die während des Forschungsvorhabens gewonnenen Erkenntnisse gegeben (Abschnitt 10.1) und Empfehlungen zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von Gründungselementen gegeben (Abschnitt 10.2). Zuletzt folgt ein Ausblick, welcher bestehende Unsicherheiten und offene Fragen im Rahmen der Arbeit aufzeigt (Abschnitt 10.3).

2 Aktueller Kenntnisstand

2.1 Baustofftechnologische Grundlagen

2.1.1 Vorbemerkungen

Zementgebundene Baustoffe werden im Spezialtiefbau zur Errichtung von Gründungselementen als Betone, Mörtel oder reine Zementsuspensionen eingesetzt. Das Gemisch aus Zement und Wasser erhärtet durch den Hydratationsprozess zu Zementstein. Dieser übernimmt den Verbund der Gesteinskörnung und einen Teil der Kraftübertragung. Die Porosität des hydratisierten Zementsteines beeinflusst die mechanischen Eigenschaften zu großen Teilen und ist die für den Stofftransport und die Dauerhaftigkeit entscheidende Größe des Baustoffes.

Zusatzstoffe und Zusatzmittel können dem zementgebundenen Baustoff hinzugefügt werden, um gezielt Eigenschaften im frischen wie auch im erhärteten Zustand zu steuern und zu optimieren. Die in der Baupraxis zum Einsatz kommenden Zemente bestehen je nach Zementart zu unterschiedlichen Anteilen aus Portlandzementklinker, Hüttensand, Puzzolanen, Flugasche, gebranntem Schiefer, Kalkstein und Silicastaub und einem Sulfatträger (Calciumsulfat) als Erstarrungsregler. Die reaktiven Bestandteile Portlandzementklinker, Puzzolane und latent-hydraulische Stoffe und ihre jeweiligen Anteile am Bindemittelsystem spielen für die Festigkeitsentwicklung und durch die bei der Hydratation entstehenden Hydratphasen sowie das sich einstellende Gefüge eine entscheidende Rolle bei Dauerhaftigkeitsbetrachtungen.

Vor dem Hintergrund des Klimawandels und den damit verbundenen Bemühungen, den Ausstoß an klimaschädlichen Emissionen zu reduzieren, wird die Betontechnologie im Bereich des Verkehrswasserbaus vor besondere Herausforderungen gestellt. Das Aufkommen und die Nutzung alternativer Bindemittel sind mit Unsicherheiten hinsichtlich ihrer Anwendbarkeit verbunden, da die Zusammenhänge aus Material- und Dauerhaftigkeitseigenschaften für derzeitige Normzemente und Betone nicht übertragbar sind (Achenbach et al. 2021). Zudem werden etablierte Zuschlagstoffe, welche Portlandzementklinker in hydraulischen Bindemitteln ersetzen können, in Zukunft weniger verfügbar sein. Hierzu zählt insbesondere Flugasche, die aufgrund des Ausstiegs aus der Kohleverstromung nicht mehr am Markt verfügbar sein wird (Volland und Westendarp 2021). Daraus ergeben sich bereits jetzt Probleme für aktuell laufende Projekte (Abratis et al. 2022). Vor dem Hintergrund der Sicherstellung der Dauerhaftigkeit ist bekannt, dass klinkerreduzierte zementgebundene Baustoffe günstigere Dauerhaftigkeitseigenschaften aufweisen können als solche auf Portlandzementbasis. Diese Charakteristika sind oftmals auf die verbesserten Gefügeeigenschaften zurückzuführen. Insbesondere Hochofenzemente sind bekannt für ihren erhöhten physikalischen und auch chemischen Widerstand gegenüber der Exposition eines chemischen Angriffes (Lang 2005; Osborne 1999; Rendchen 2000)

Im Folgenden werden die Zusammensetzung des Zements und der Ablauf der Hydratation im Hinblick auf die im experimentellen Teil dieser Arbeit untersuchten Zemente – Portlandzement und Hochofenzement – beschrieben sowie die Porosität und Mikrostruktur zementgebundener Baustoffe skizziert.

2.1.2 Zusammensetzung des Zements

Die Hauptbestandteile von Normalzementen lassen sich aufgrund ihres Reaktionsverhaltens in hydraulisch, latent-hydraulisch und puzzolanisch aufteilen. Portlandzementklinker reagiert unter der Zugabe von Wasser hydraulisch. Hüttensand reagiert mithilfe eines basischen oder sulfatischen Anregers latent-hydraulisch. Zu den puzzolanisch reagierenden Stoffen zählen unter anderem Flugasche und Silicastaub. Sie benötigen einen calciumhydroxidhaltigen Reaktionspartner. Die latent-hydraulischen und puzzolanischen Zusatzstoffe werden nach DIN EN 206-1:2001-07 als Zusatzstoffe vom Typ II bezeichnet und dürfen bei nachgewiesener Eignung auf den Zementgehalt und den w/z-Wert angerechnet werden. Die Konzepte für den Einsatz, die Anwendung und die Anrechenbarkeit von Zusatzstoffen des Typs II sind in DIN CEN/TR 16639:2014-06 geregelt.

Über das Verhältnis von Calcium zu Silicium – kurz Ca/Si oder C/S-Verhältnis – lässt sich das hydraulische Reaktionsverhalten beschreiben. Ist das Verhältnis $Ca/Si > 2$ liegt hydraulisches Verhalten vor. Bei einem Ca/Si-Verhältnis zwischen 1,0 und 1,5 verhält sich das Material latent-hydraulisch. Bei Ca/Si-Verhältnissen kleiner 0,5 ist das Reaktionsverhalten puzzolanisch. (Wesche 1993, S. 48)

Portlandzementklinker besteht aus den Elementen Ca, Si, Al, Fe, S, Na, K, Mg sowie weiteren Spurenelementen. Die chemische Zusammensetzung variiert durch die Zusammensetzung der Ausgangsrohstoffe bei der Klinkerherstellung. Tabelle 2.1 gibt die Streuung der chemischen Zusammensetzung von Portlandzementklinker wieder. Aus den oxidischen Hauptbestandteilen ergibt sich die mineralogische Zusammensetzung der Klinkerphasen wie in Tabelle 2.2 dargestellt. Die reinen Klinkermineralphasen sind in technischen Zementklinkern nicht vorhanden. Vielmehr werden Fremdionen in unterschiedlicher Weise in die Klinkerminerale eingebaut. Zusammensetzungen und Bandbreiten eingebauter Fremdoxide finden sich in (Liska et al. 2019a, S. 102; Stark und Wicht 2013, S. 30).

Tabelle 2.1: Chemische Zusammensetzung von Portlandzementklinker in Oxidschreibweise (nach Stark und Wicht 2013, S. 28)

CaO	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	MgO	Na_2O, K_2O	SO_3
in (M.-%)						
60–69	20–25	4–7	0,2–5	0,5–5	0,5–1,5	0,1–1,3

Tabelle 2.2: Mineralogische Zusammensetzung und Terminologie der Mineralphasen von Portlandzementklinker (nach Benedix 2020, S. 338)

Bezeichnung des reinen Minerals	Bezeichnung des Klinkerminerals	Kurzbezeichnung	Oxidschreibweise der reinen Phase	Anteil im Zementklinker in (M.-%)
Tricalciumsilicat	Alit	C_3S	$3 CaO \cdot SiO_2$	40–80
Dicalciumsilicat	Belit	C_2S	$2 CaO \cdot SiO_2$	2–30
Tricalciumaluminat	Aluminatphase	C_3A	$CaO \cdot Al_2O_3$	3–15
Calciumaluminatferrit	Ferritphase	C_4AF	$4 CaO \cdot (Al_2O_3, Fe_2O_3)$	4–15

Die Phasenbestimmung von Zementklinkern kann auf verschiedene Weise erfolgen. Weit verbreitet ist die Berechnung mithilfe des *Bogue*-Verfahrens (Bogue 1929). Bei dieser Methode werden die vier Hauptklinkerphasen anhand der chemischen Zusammensetzung des Portlandzementes berechnet. Fremdionen gehen in diese Berechnung nicht mit ein. Daher liefert dieses Verfahren Anhaltswerte, welche aber in guter Übereinstimmung mit der aufwendigen und stark erfahrungsabhängigen, mikroskopischen Analyse sind (Aldridge 1982). Die Abweichungen aus der *Bogue*-Berechnung führen zu einer Überschätzung des Anteiles an Belit und zu einer Unterschätzung des Anteiles an Alit (Taylor 1997, S. 58). Zudem führen Schwankungen in den zugrunde liegenden Oxidmessungen des Zementklinkers und Verzerrungen der in der Berechnung hinterlegten Koeffizienten zu erheblichen Unsicherheiten in der Phasenzusammensetzung (Stutzman et al. 2014). Mithilfe der Röntgendiffraktometrie und einer daran anschließenden Rietveld-Analyse lassen sich die Phasenbestände von Zementklinkern inzwischen quantitativ genauer bestimmen als durch das *Bogue*-Verfahren (Crumbie et al. 2006).

Die Anforderungen an die Zusammensetzung von Portlandzementklinker sind in DIN EN 197-1:2011-11 geregelt. Der Gehalt an Alit und Belit muss zwei Drittel nach Massenanteilen betragen. Zudem ist ein Ca/Si-Verhältnis von mehr als 2,0 und eine Begrenzung des Magnesiumoxidanteils auf maximal 5 M.-% einzuhalten. Portlandzement (CEM I) darf gemäß DIN EN 197-1:2011-11 bis zu 5 % Nebenbestandteile zugesetzt werden. Neben Portlandzementklinker können in Normzementen verschiedene Zuschlagstoffe mit unterschiedlichen Masseanteilen eingesetzt werden. Die hinsichtlich Dauerhaftigkeit wichtigsten sind Flugasche, Silicastaub und Hüttensand. Um das Erstarrungsverhalten der Normzemente zu steuern, wird dem Bindemittel bestehend aus Haupt- und Nebenbestandteilen ein Sulfatträger zugesetzt. Dabei handelt es sich um ein Gemisch verschiedener Calciumsulfate.

Hüttensand ist granuliert Hochofenschlacke, welche bei der Roheisenherstellung im Hochofen anfällt. Er besteht aus den gleichen Elementen wie Portlandzementklinker, allerdings ist der Anteil an Aluminium und Magnesium höher, während der Eisenanteil geringer ist. Tabelle 2.3 gibt einen Überblick über die chemische Zusammensetzung von Hüttensanden, welche in Deutschland hergestellt wurden. Eine Besonderheit ist das Vorliegen des Schwefels in sulfidischer Form. Diese ist für die blaugrüne Färbung von Hochofenzementstein verantwortlich, welche jedoch durch Oxidation wieder abgebaut wird (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton 2007, S. 38). Die massenmäßig geringen Anteile an Alkalien, Eisen-, Mangan- und Titanverbindungen beeinflussen die technischen Eigenschaften des Hüttensandes in starkem Maß (Ehrenberg 2006b).

Tabelle 2.3: Chemische Zusammensetzung von in Deutschland produziertem Hüttensand in Oxidschreibweise (Ehrenberg 2006b)

CaO	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	MgO	Na_2O, K_2O	SO_3	S^{2-}	TiO_2
in (M.-%)								
35–43	34–41	10–15	0,2–1	5–12	0,2–1,6	0–0,3	0,7–1,5	0,4–2,5

Die mineralische Zusammensetzung von Hüttensanden ergibt sich aus der chemischen Zusammensetzung und den Abkühlungsrandbedingungen. Die Hauptmasse besteht aus Glas. Ihre kristallinen Bestandteile bestehen aus dem Mischkristall Melilith mit den Endgliedern Gehlenit (C_2AS) oder Åkermanit (C_2MS_2) sowie bei höheren Magnesiumgehalten auch Merwinith (C_3MS_2). (Ehrenberg 2006a; Moranville-Regourd und Kamali-Bernard 2019, S. 472) Aus der Bewertung der chemischen Zusammensetzung lassen sich für

Hüttensande keine Aussagen über den mineralischen Phasenbestand ableiten. Hochofenschlacken mit ausgeprägter Basizität neigen eher zur Bildung von Kristallphasen (Ehrenberg 2006b). Die kristallinen Phasen in Hüttensanden weisen keine latent-hydraulischen Eigenschaften auf, können aber teilweise einen positiven Einfluss auf dessen Reaktivität haben (Ehrenberg und Roggendorf 2015, S. 11). Der Glasgehalt deutscher Hüttensande beträgt üblicherweise über 95 M.-% (Ehrenberg 2006b). Der Begriff Glas bezeichnet einen amorphen, nichtkristallinen Feststoff. Die Struktur von Gläsern ist unregelmäßig und wird häufig mithilfe der Netzwerktheorie beschrieben (Dressel 2016, S. 18; Ehrenberg und Roggendorf 2015, S. 11). Siliciumdioxid fungiert als Netzbildner und bildet Tetraeder, welche mit Sauerstoffbrücken verbunden oder isoliert werden (Moranville-Regourd und Kamali-Bernard 2019, S. 472). Calcium-, Aluminium- und Magnesiumoxide aber auch andere Nebenbestandteile von Hüttensanden unterbrechen als Netzwerkzähler die polymerisierte Struktur. Durch eine hohe Anzahl an Netzwerkzählern, wie es bei Hüttensanden durch die chemische Zusammensetzung der Fall ist, verkürzen sich die Netzwerkketten und die Reaktivität steigt (Ehrenberg und Roggendorf 2015, S. 12). Hohe Gehalte an Siliciumdioxid verringern allerdings die Reaktivität von Hüttensandmehlen (Bruckmann 2004). Zudem wird die Reaktivität von der Feinheit und Granulometrie des Hüttensandes bestimmt (Reschke et al. 2001).

Die Anforderungen an Hüttensandmehl zur Verwendung in Beton, Mörtel und Einpressmörtel sind in DIN EN 15167-1:2006-12 und DIN EN 15167-2:2006-12 geregelt. Darin sind die chemischen und physikalischen Eigenschaften von Hüttensanden sowie Verfahren zur Güteüberwachung für Hüttensandmehl als Zusatzstoff vom Typ II festgelegt. Die europäische Zementnorm DIN EN 197-1:2011-11 legt 11 Zemente mit variierenden Gehalten an Hüttensand fest. Der Hüttensandgehalt liegt in diesen Normzementen zwischen 6 M.-% (CEM II/A-S) und 95 M.-% (CEM III/C). Zemente mit einem Hüttensandgehalt von mindestens 66 M.-% sind als Zemente mit hohem Sulfatwiderstand (SR-Zemente) klassifiziert. Der Glasgehalt von Hüttensand muss gemäß DIN EN 197-1:2011-11 zwei Drittel nach Massenanteilen betragen. Die Summe der Massenanteile aus CaO , MgO und SiO_2 muss mindestens zwei Drittel betragen. Zudem ist die Anforderung an die Basizität mit $(CaO + MgO)/SiO_2 \geq 1$ einzuhalten. Untersuchungen von Schneider (2007, S. 55) belegen, dass die normativen Anforderungen an Hüttensande und deren Glasgehalte sicherstellen, dass keine signifikanten Schwankungen in den Festigkeitseigenschaften entsprechender Zemente auftreten.

Der in den Normen verwendete Begriff „Glas“ ist nur unscharf definiert, was im Wesentlichen auf die derzeitigen Nachweismethoden für Hüttensand zurückzuführen ist. Der Glasgehalt von Hüttensand kann mittels Lichtmikroskopie quantifiziert werden. Glasige Hüttensandkörner lassen sich durch ihre scharfkantige Morphologie im Lichtmikroskop erkennen. Zudem sind sie optisch isotrop. Kristalline, nichtkubische Phasen lassen sich unter polarisiertem Licht durch Interferenzfarben identifizieren. Drissen (1994) hat hierzu eine lichtmikroskopische Methode zur Bestimmung des Glasgehaltes entwickelt. Des Weiteren kann die Bestimmung des Glasgehaltes mittels Röntgendiffraktometrie (XRD) erfolgen (Vaupel 2002). Durch eine nachgeschaltete Rietveld-Analyse, wie in (Westphal 2007) beschrieben, lässt sich die Genauigkeit der Bestimmung des Gehalts an röntgenamorphen, glasigen Phasen erhöhen. Die röntgenographische Analyse wird von Zementherstellern überwiegend zur Qualitätskontrolle von hüttensandhaltigen Zementen verwendet. Die Differenzierung zwischen kristallinen und amorphen Strukturen sowie deren Quantifizierung ist durch die Grenzen der Analysemethoden für Hüttensandmehle allerdings eingeschränkt. Ein Verfahren zur Ermittlung des Phasenbestandes anhand der chemischen Zusammensetzung wie die *Bogue*-Berechnung für Portlandzemente, existiert nicht. Klika et al. (2022) haben eine modifizierte Methode entwickelt, um mittels quantitativer chemischer Analyse des Mineralbestandes die Gehalte amorpher und kristalliner Phasen von Hüttensanden zu ermitteln. Diese Methode beinhaltet

neben der chemischen Analyse auch die Auswertung von XRD-Messungen mittels Rietveld-Analyse und einem internen Standard (Klika et al. 2022).

2.1.3 Ablauf der Hydratation

2.1.3.1 System Portlandzement

Portlandzementklinker reagiert bei Kontakt mit Wasser. Die Ausgangsstoffe der Klinkerminerale werden aufgespalten und das Wasser in die Struktur mit eingebunden. Bei der Hydratation der Klinkerphasen entstehen Hydratphasen und Hydroxide. Ihr jeweiliger Anteil im Zementstein variiert mit der mineralogischen Zusammensetzung des Klinkers sowie der Hydratationsdauer. Die Reaktionsgeschwindigkeiten der einzelnen Hauptklinkerphasen unterscheiden sich. Die Reaktivität staffelt sich in der Reihenfolge $C_3A > C_3S > C_2S > C_4AF$ (Escalante-García und Sharp 1998a). Der Hydratationsverlauf von Portlandzement ist komplex und umfasst gekoppelte chemische Prozesse, die sowohl parallel als auch nacheinander ablaufen. Diese Prozesse umfassen Lösungs- und Kristallisationsreaktionen sowie Diffusion der Ausgangsstoffe. Zudem findet infolge der Einbindung von Molekülen in entstehende Strukturen ein Wachstum und eine Komplexbildung an bestehenden Feststoffoberflächen statt. In der flüssigen Phase gelöste Ionen werden zusätzlich noch durch Adsorption an Feststoffoberflächen gebunden. (Bullard et al. 2011)

Der Ablauf der Hydratation von Zementklinker lässt sich in Anlehnung an die Hydratation von Alit in fünf Abschnitte einteilen: Die Anfangshydrolyse, die Ruhe- bzw. Induktionsphase, die Akzelerationsphase gefolgt von der Retardations- und Finalphase (Gartner et al. 2002, S. 60; Mindess et al. 2003, S. 58–59; Stark und Wicht 2013, S. 57–60). Diese Stadien der Zementhydratation lassen sich beispielsweise anhand der Wärmefreisetzung infolge der ablaufenden chemischen Reaktionen mithilfe der Kalorimetrie erfassen.

Die erste Phase der Hydratation beginnt mit dem Kontakt zwischen Anmachwasser und Zementklinker und dauert nur wenige Minuten. Sie ist geprägt von schnell ablaufenden Lösungsprozessen und wird **Anfangshydrolyse** genannt (Mindess et al. 2003, S. 59). In diesem Stadium reagieren insbesondere C_3S und das hochreaktive C_3A , welches mit dem Sulfatträger des Klinkers zu Calciumaluminatsulfathydraten reagiert (Bullard et al. 2011). Dabei bildet sich zunächst Trisulfat bzw. Ettringit auf der Oberfläche der Tricalciumaluminats, welches mit abnehmender Sulfatverfügbarkeit in Monosulfat umgewandelt wird (Mindess et al. 2003, S. 59–60). Bei Vorhandensein von CO_2 wird Aluminat auch in Monocarbonat gebunden, welches Ettringit stabilisiert, sodass eine Umwandlung in Monosulfat ausbleibt (Kuzel 1996). In dieser Phase der Hydratation werden zwischen 7 und 20 % des C_3A umgesetzt (Chen und Odler 1992). Während Locher et al. (1976) keinen Unterschied im Aluminatumsatz von sulfatoptimierten und sulfatfreien Zementklinkern beobachteten, geben Chen und Odler (1992) wiederum einen erhöhten Umsatz des C_3A bei Nichtvorhandensein von Calciumsulfat an. Trettin und Oliew (1994) beziffern diesen Umsatz in sulfatfreien zementären Systemen auf 30–60 % des enthaltenen Tricalciumaluminats. C_4AF bildet bei Kontakt mit Wasser Calciumaluminathydrate, bei vorhandenem Calciumsulfat jedoch wie das C_3A bevorzugt Trisulfat (Meller et al. 2004). Ein geringer Teil des C_2S bildet in diesem Stadium C-S-H-Phasen (Beaudoin und Odler 2019, S. 183).

Die anschließende **Ruhe-** bzw. **Induktionsphase** ist geprägt von abklingenden Hydrolyseprozessen und dauert mehrere Stunden an. Lange Zeit wurde angenommen, dass die Abschirmung der reaktiven Oberfläche der Zementklinkerpartikel durch Ettringit und erste Hydratationsprodukte ursächlich für diese Phase ist (Locher et al. 1976; Trettin und Oliew 1994). Weitere mögliche Ursachen werden von Juilland et al. (2010) sowie von Gartner et al. (2002, S. 70) vorgestellt. Die Ruheperiode beim Erhärten von

Portlandzementen kann mithilfe von unterschiedlich schnell ablaufender Auflösungsmechanismen erklärt werden (Juilland et al. 2010). Dabei nimmt das Auflösungsverhalten mit zunehmender Anzahl an Oberflächendefekten bzw. einer erhöhten Oberflächenrauheit der Klinkerkörner zu (Bazzoni 2014, S. 56). Bei Kontakt von Wasser mit Klinkerphasen liegt eine Untersättigung der flüssigen Phase hinsichtlich der chemischen Zusammensetzung des vorhandenen Klinkerminerals vor, welche die Kinetik der Hydratation in dieser Frühphase maßgeblich bestimmt (Scrivener et al. 2015). An der Oberfläche des Alits keimen mit fortschreitender Zeit vereinzelt C-S-H-Phasen (Juilland et al. 2010). Am Ende der Induktionsphase beträgt der Hydratationsgrad des noch nicht erhärteten Zementleimes 2–4 %. Das Ende dieser Periode wird oftmals von der einsetzenden Bildung von kristallinem Calciumhydroxid begleitet. (Scrivener et al. 2015) Des Weiteren nimmt die Größe der entstandenen Ettringitkristalle in diesem Stadium durch Umkristallisation kontinuierlich zu und verbindet vorhandene Zementpartikel teilweise (Locher et al. 1976). In Abhängigkeit vom Alkalien- und Sulfatangebot in der Zementsuspension können sich zusätzlich temporär blättchenförmige Syngenitkristalle bilden (Blask 2002, S. 28–29). Am Ende des Ruhestadiums beginnt der frische Zementleim durch die Einbindung des Anmachwassers in die entstehenden Hydratphasen anzusteifen.

Im Anschluss an die Ruhephase nimmt die chemische Reaktivität nach einer gewissen Zeit wieder zu. Die sogenannte **Akzelerationsphase** beginnt. Über den Beginn und die Dauer dieser Periode gibt es in der Literatur unterschiedliche Angaben. So wird der Startzeitpunkt nach dem Mischen ab 1,5 h (Haist 2009, S. 8), 3 h (Beaudoin und Odler 2019, S. 183) oder gar 7 h (Stark und Wicht 2013, S. 60) angegeben. Die Ursachen für das Einsetzen dieser Hydratationsphase sind noch nicht abschließend geklärt. Zum einen wird die Ausfällung von Calciumhydroxid während der Bildung von C-S-H-Phasen als initiierender Mechanismus angenommen (Juilland et al. 2010), zum anderen das schnelle Wachsen von C-S-H-Phasen, da die Zugabe von reinem Calciumsilicathydraten zu zementären Systemen die Ruhephase deutlich reduziert (Thomas et al. 2009). Das Aufwachsen der C-S-H-Phasen auf den Oberflächen der Zementkörner steuert im weiteren Verlauf den Umsatz in der Akzelerationsphase (Bazzoni 2014, S. 126). Bei gänzlicher Bedeckung der Klinkerpartikeloberfläche verändert sich die Art des Wachstums der Calciumsilicathydrate und statt der bislang äußerlich gebildeten Phasen (*outer product*) findet die Bildung von C-S-H-Phasen unterhalb der zuvor gewachsenen Strukturen nach innen gerichtet statt (*inner product*) (Bazzoni 2014, S. 105). Die Morphologie der C-S-H-Phasen hängt daher vom Zeitpunkt ihres Entstehens ab. Die früh gebildeten, äußeren C-S-H-Phasen haben eine feinfaserige oder auch folienartige Form (Richardson 1999) und weisen eine höhere Porosität sowie teilweise die Einbindung von Fremdionen auf (Mindess et al. 2003, S. 73). Bei örtlich begrenzter, flacher Ausbildung auf der Alitoberfläche, wird das Gefüge der äußeren C-S-H-Phasen teilweise auch als dicht beschrieben (Garrault et al. 2006). Zeitlich nachgelagert bilden sich innere C-S-H-Phasen, deren Packungsdichte anfänglich noch gering ist, sich aber im Verlauf der Hydratation zunehmend verdichtet (Gallucci et al. 2010). Die später gebildeten, inneren C-S-H-Phasen sind üblicherweise feinverteilt und haben eine kompakte, partikelähnliche Morphologie (Richardson 1999). Die Struktur des *inner product* wird im vollentwickelten Zustand üblicherweise als dicht beschrieben (Bazzoni 2014, S. 93; Rößler et al. 2017), wobei die inneren C-S-H-Phasen, welche sich innerhalb der Abmessungen größerer Zementklinkerpartikel bilden, höhere Dichten aufweisen als bei kleineren Klinkerkörnern (Richardson 1999).

Durch Abnahme des Angebots an Klinkerphasen nimmt die Reaktionsgeschwindigkeit mit der Zeit ab und die **Retardationsphase** setzt ein. Der Übergang zu dieser Hydratationsperiode wird für die Hydratation des C_3S durch die Transformation der C-S-H-Bildungsweise begleitet und initiiert (Bazzoni 2014, S. 105). Durch die vollständige Umhüllung von Alit-Partikeln durch eine Schicht aus C-S-H-Phasen laufen die chemischen Reaktionen von nun an diffusionsgesteuert ab (Garrault et al. 2006). Für Portlandzementklinker hat der w/z -Wert einen maßgeblichen Einfluss auf den Mechanismus des Phasenüberganges bzw. auf das Einsetzen der Retardationsphase (Berodier 2015, S. 43). Die auf den Klinkerkörnern gebildeten C-S-H-

Fasern beginnen sich allmählich zu verzahnen, sodass ein Grundgerüst entsteht, in welches unhydratisierte Partikel und andere Hydratationsprodukte wie kristallines Portlandit eingebettet sind. Durch die Abnahme des Sulfatangebots kommt es in CO_2 -freien Systemen in diesem Stadium verstärkt zur Umwandlung des in der Anfangsphase gebildeten Trisulfats in Monosulfat. Bei Anwesenheit von Kohlendioxid findet diese Umwandlung nicht statt, da die sich bildenden Monocarbonate das Ettringit stabilisieren (Kuzel 1996). Dennoch kann Ettringit durch den hohen pH-Wert der Porenlösung infolge der Anreicherung durch Alkalihydroxide instabil werden und sich in der Folge teilweise zersetzen und in seiner Konzentration abnehmen (Bollmann 2000, S. 163).

Mit Einsetzen der **Finalphase** findet das Wachstum der Hydratationsprodukte stetig mit verringerten Geschwindigkeiten in den vorhandenen Porenraum statt. Es kommt zur Verdichtung der Mikrostruktur des Zementsteines. Dabei wird der Kapillarporenraum zementärer Systeme durch C-S-H-Phasen bis zur Ausbildung eines sogenannten kritischen Porenradius (siehe 6.1.1.2) von 6–8 nm eingeengt (Berodier 2015, S. 109). Mit voranschreitender Hydratationsdauer ändert sich die Art und Weise des Wachstums der C-S-H-Strukturen und es werden zusätzliche Zwischenschichten gebildet (Berodier 2015, S. 122). Damit einher geht die Verdichtung der C-S-H-Phasen, welche sich infolge der Einlagerung von Wasser in Zwischenschichten in einer Abnahme der Festkörperdichte selbiger bemerkbar macht (Muller et al. 2013). Die Finalphase setzt nach etwa 24 h ein (Locher et al. 1976).

Umfassende Sachstandsberichte über den aktuellen Kenntnisstand der Hydratationskinetik sind in (Bullard et al. 2011; Scrivener et al. 2015; Scrivener et al. 2019) veröffentlicht. Zu beachten ist, dass die Übertragbarkeit der Hydratationskinetik einzelner Klinkerphasen und insbesondere des C_3S auf komplex zusammengesetzte Portlandzementklinker idealisiert ist. Dies zeigt sich u. a. in der sich unterscheidenden Mikrostruktur von Zementsteinen aus Klinker und Alit (Scrivener et al. 2019). Die Hydratationskinetik des Alits ist sensibel gegenüber Änderungen der Zusammensetzung der flüssigen Phase. Beispielsweise führen anwesende Alkalien zu einer Beschleunigung der Reaktion und einem höheren Umsatz, während Aluminium die Reaktionsraten reduziert (Wagner et al. 2020; Wagner et al. 2023).

Durch die Reaktion der Klinkerphasen mit Wasser entstehen unterschiedliche Hydratationsprodukte, welche in Tabelle 2.4 aufgeführt sind. Die Calciumsilicate C_3S und C_2S reagieren zu Calciumsilicathydraten (C-S-H-Phasen) mit variierender chemischer Zusammensetzung sowie zu Calciumhydroxid. Die möglichen Hydratationsprodukte von C_3A und C_4AF hängen vom Sulfatangebot ab. Ist Sulfat vorhanden bilden sich verschiedene sulfathaltige Aluminathydrate. Es entsteht zunächst Trisulfat bzw. Ettringit (auch AFt-Phase). Mit voranschreitender Hydratationsdauer wird in CO_2 -freien Systemen zunehmend das sulfatärmere Monosulfat (auch AFm-Phase) gebildet. Je nach Zusammensetzung der Zemente und ggf. vorhandene Fremdionen können Modifikationen der AFm-Phase in zementären Systemen vorkommen (Baquerizo et al. 2014). Bei anwesendem Kohlendioxid koexistieren AFt- und AFm-Phasen in zementären Systemen (Kuzel 1996). Die Hydratation der Ferritphase führt zur Bildung ähnlicher Hydratationsprodukte wie die des Aluminats. Allerdings enthalten die gebildeten Phasen zum Teil Eisen (Cuesta et al. 2015). Das C_4AF in Portlandzementklinkern ist allerdings erst im späteren Verlauf der Hydratation (> 22 h) mit Einsetzen der Finalphase reaktiv (Jansen et al. 2011). Des Weiteren können in Abhängigkeit vom Lösungsgleichgewicht des $CaO - Al_2O_3 - H_2O$ -Systems Calciumaluminathydrate mit variabler Zusammensetzung entstehen. Temperatur, Wasserangebot und Klinkerkomposition wirkt sich auf die Stabilität und Struktur der gebildeten C-A-H-Phasen aus (Kurdowski 2014, S. 166–170).

Tabelle 2.4: Bezeichnung und Zusammensetzung der Hydratationsprodukte in Zementstein

Bezeichnung	Zusammensetzung
Calciumhydroxid bzw. Portlandit	$Ca(OH)_2$
Calciumsilicathydrat- bzw. C-S-H-Phasen	$x CaO \cdot y SiO_2 \cdot z H_2O$
Calciumaluminathydrate bzw. C-A-H-Phasen	$x CaO \cdot Al_2O_3 \cdot z H_2O$
Monosulfat bzw. AFm	$3 CaO \cdot Al_2O_3 \cdot CaSO_4 \cdot 12 H_2O$
Trisulfat bzw. AFt	$3 CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3 CaSO_4 \cdot 32 H_2O$
Monocarbonat bzw. AFm	$3 CaO \cdot Al_2O_3 \cdot CaCO_3 \cdot 11 H_2O$
Calciumaluminatferrathydrat	$4 CaO \cdot (Al_2O_3, Fe_2O_3) \cdot z H_2O$

Die chemische Zusammensetzung der in zementären Systemen schlecht kristallinen C-S-H-Phasen liegt in weiten Grenzen. Als beschreibende und charakteristische Größe lässt sich das Verhältnis zwischen Calcium und Silicium anwenden. Für die vereinfachte Stöchiometrie und Kristallstrukturen der C-S-H-Phasen liegt dieses Verhältnis zwischen 0,6 und 2,3 (Grangeon et al. 2016; Richardson 1999). Taylor (1986) klassifiziert die C-S-H-Phasen anhand ihrer mineralogischen Ähnlichkeit zu in der Natur vorkommenden Calciumsilicathydraten in zwei morphologische Typen: Tobermorit (C-S-H (I)) und Jennit (C-S-H (II)). Tobermorit wird dabei als verzerrte Doppelschicht mit einer Dicke von 1,4 nm und in der Zwischenschicht angeordnetem Wasser idealisiert. Das Ca/Si-Verhältnis liegt bei $< 1,3$. Die Struktur der Jennit-ähnlichen Calciumsilicathydrate ist vermutlich ebenfalls eine Doppelschicht mit Zwischenschichtwasser und einer Dicke von etwa 1,1 nm. Das Ca/Si-Verhältnis liegt über 1,5. (Taylor 1986) Die Morphologie des C-S-H (I) wird als folienartig beschrieben, während das C-S-H (II) in gebündelten Fasern vorkommt (Locher 2000, S. 181). Die auf den kristallinen Phasen Tobermorit und Jennit basierenden Strukturen der C-S-H-Phasen werden durch die Ca/Si-Verhältnisse gesteuert. Mit zunehmendem Ca/Si-Verhältnis werden die durch Siliciumbrücken-Tetraeder verknüpften Schichtstrukturen gelöst und in der entstehenden Zwischenschicht Wasser und Calciumionen angesiedelt, welche bei $Ca/Si > 1,5$ als Calciumhydroxid die Schichtstrukturen verknüpfen (Grangeon et al. 2016). Die Ausbildung von Jennit-ähnlichen Strukturen ist indes für im Labor syntetisch hergestellte C-S-H-Phasen im Ca/Si-Bereich von 0,5 bis 2,0 nicht nachweisbar (Häusler 2023, S. 69). Der amorphe Charakter der C-S-H-Phasen ist nicht an definierte Ca/Si-Verhältnisse geknüpft (Glasser et al. 1987). Eine Erweiterung der Morphologie der C-S-H-Phase erfolgte anhand rasterelektronischer Untersuchungen. Nach Diamond (1986) können vier Erscheinungsformen unterschieden werden: Nadeln und Fasern (Typ I), netz- und wabenförmige Strukturen (Typ II), Plättchen und Körner (Typ III) und dichte, kleine kugelförmige Agglomerate (Typ IV). Diese Erscheinungsformen sind konsistent zu den zuvor beschriebenen, sich infolge der Hydratationskinetik bildenden Calciumsilicathydraten. Die C-S-H-Phasen vom Typ I entsprechen dem *outer product*, die vom Typ IV korrespondieren mit dem *inner product*. Zu beachten ist jedoch, dass es durch die für die Rasterelektronenmikroskopie erforderliche Trocknung zu einer Veränderung der Mikrostruktur bewirkt und daher nicht der Zustand in situ abgebildet bzw. untersucht werden kann (Gartner et al. 2002, S. 74). Um die komplexe Struktur der C-S-H-Phasen in zementgebundenen Baustoffen zu beschreiben, sind in der Vergangenheit verschiedene Modelle zur Abbildung des Mischphasensystemes entwickelt worden. Eine Übersicht über existierende C-S-H-Modelle und ihre Anwendungsgebiete findet sich in (Lothenbach et al. 2019). Breite Anwendung findet das Modell der C-S-H-Phasen, welches von Myers et al. (2014) unter dem Namen C-N-A-S-H (solid solution) entwickelt wurde. Es basiert auf den Ansätzen von Kulik und Kersten (2001) sowie Kulik (2011). In Abhängigkeit vom Ca/Si-Verhältnis bilden sich verschiedene Mischphasen. Für $Ca/Si < 0,67$ besteht ein Endglied aus amorphem Siliciumdioxid, ab $Ca/Si > 1,4$ bilden sich Mischphasen mit Portlandit als einem Endglied. Im Ca/Si-Bereich zwischen 0,67 und 1,4 haben die Endglieder eine Tobermorit-ähnliche Struktur. (Myers et al. 2014) Die

Dichte der Calciumsilicathydrate hängt stark von deren Feuchtezustand ab. Sie liegen in einer Bandbreite 2,23–2,86 g/cm³ für nicht gänzlich wassergesättigte Calciumsilicathydrate (Balonis und Glasser 2009; Taylor 1990, S. 141) und im wassergesättigten Zustand bei 1,85–2,00 g/cm³ (Locher 2000, S. 184; Taylor 1986). Die nadelförmigen Struktureinheiten können Längen zwischen 0,5 und 2 µm aufweisen (Herold 1999, S. 15). Die C-S-H-Phasen und ihre Struktur wurde im Laufe der Zeit von empirischen Modellvorstellungen in tiefere Berechnungsmodelle überführt. Eine ausführliche Übersicht dieser Modelle findet sich in (Duque-Redondo et al. 2022).

Das Calciumhydroxid, auch Portlandit, ist in Portlandzementsteinen die zweithäufigste Phase. Sein Anteil beläuft sich auf 20–25 % (Berner 1988; Galan et al. 2015). Es liegt in kristalliner Form mit fester chemischer Zusammensetzung vor (Mindess et al. 2003, S. 69). Die Morphologie dieser Kristalle ist unterschiedlich, jedoch erscheinen die Calciumhydroxidkristalle überwiegend in hexagonalen Tafeln bzw. Plättchen mit variierenden Dicken (Diamond 1986). Die Abmessungen des Portlandit hängen von betontechnologischen Parametern und den Randbedingungen der Hydratation bzw. ihrem Fortschritt ab. Hohe w/z-Werten führen zur Bildung großer Calciumhydroxidkristalle (Baroghel-Bouny et al. 2006; Berger und McGregor 1973). Die Grundflächen dieser Kristalle können mehrere 100 µm groß werden (Berger und McGregor 1973). Das Calciumhydroxid ist oftmals in den aufwachsenden Calciumsilicathydraten der Bindemittelmatrix eingebunden (Diamond 2004). Eine Anreicherung findet an der Oberfläche der Gesteinskörnung und der sich bildenden Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Bindemittelmatrix statt (Diamond 1986). In größeren Poren können zudem größere Agglomerationen von Calciumhydroxid zu finden sein (Mindess et al. 2003, S. 69). Die Dichte von Calciumhydroxid beträgt 2,25 g/cm³ (Balonis und Glasser 2009).

Die sulfathaltigen AFt- und AFm-Phasen sind die dritthäufigsten Phasen im erhärteten Zementstein und liegen in kristalliner Form vor. Ihre chemische Zusammensetzung infolge der Hydratation schwankt je nach Zusammensetzung des Zementes. So kann das Sulfat durch vorhandene Carbonat- oder Chloridionen substituiert werden (Locher 2000, S. 193; 195). Insbesondere für AFm-Phasen sind je nach Entstehungsbedingungen eine Vielzahl von Zusammensetzungen und Strukturen möglich (Stöber und Pöllmann 2017, S. 191–192). Das Trisulfat hat eine nadelförmige, hexagonale Morphologie und kann im Verlauf der Hydratation auf Längen von bis zu 10 µm anwachsen (Scrivener und Pratt 1984). Die Umwandlung in AFm-Phasen ist mit einer Änderung der Erscheinungsform der Kristalle verbunden. Monosulfatkristalle kristallisieren in dünnen, hexagonalen Tafeln, welche sich durch Rand-zu-Oberflächen-Kontakt anordnen (Diamond 1986). Die Struktur der AFm-Phasen ist lamellar und besteht aus zwei Hauptschichten und einer Zwischenschicht, deren Dicke durch die gebundene Wassermenge bzw. durch die Art des eingebetteten Anions bestimmt wird (Baquerizo et al. 2015). Der Kristallisationsgrad der im fortgeschrittenen Alter gebildeten AFm-Phasen nimmt ab (Locher 2000, S. 197). Damit einher geht eine zunehmende Mischphasenbildung (Mindess et al. 2003, S. 69). Die AFm-Phasen sind in der Bindemittelmatrix im Grundgerüst aus Calciumsilicathydraten eingebaut (Harrisson et al. 1986a). Die Dichte von in Folge der Hydratation von Portlandzementklinker gebildetem Ettringit und Monosulfat hängt von deren Wassergehalt ab und beträgt zwischen 1,77 und 1,86 g/cm³ bzw. 1,98 und 2,02 g/cm³ (Balonis und Glasser 2009).

Zudem können zu geringen Anteilen auch Calciumaluminathydrate mit variabler chemischer Zusammensetzung im Portlandzementstein vorhanden sein, welche in dünnen, hexagonalen Tafeln mit einer Abmessung von bis zu 10 µm kristallisieren (Stark und Wicht 2013, S. 58). Ihre Dichte variiert entsprechend ihrer chemischen Zusammensetzung und liegt zwischen 1,95 g/cm³ (C₂AH₈), 2,04 g/cm³ (C₄AH₁₃) und 2,53 g/cm³ (C₃AH₆) (Balonis und Glasser 2009). Die metastabilen Phasen C₂AH₈ und C₄AH₁₃ bilden sich vorwiegend bei Abwesenheit eines Sulfatträgers und werden im Laufe der Zeit in die stabile Phase Hydrogranat umgewandelt (Joseph et al. 2019).

2.1.3.2 System Hochofenzement

Die latent-hydraulischen Eigenschaften von Hüttensand können durch alkalische oder sulfatische Anregung aktiviert werden. Die im System vorhandenen Anreger können entweder als Reaktionspartner oder als Katalysator für die Reaktion des Hüttensandes fungieren. In Hochofenzementen findet eine kombinierte alkalische und sulfatische Anregung statt. In der Anfangsphase der Hydratation enthält die Porenlösung einen hohen Gehalt an Sulfationen durch den zugesetzten Erstarrungsregler. Als Hydratationsprodukt von sulfatisch angeregten Hüttensanden entstehen C-S-H-Phasen und Trisulfat (Matschei et al. 2005). Im weiteren Verlauf nimmt die Sulfatkonzentration ab und die Porenlösung wird durch überschüssiges Calciumhydroxid dominiert. Das Calciumhydroxid ist ein direkter Reaktionspartner der Hüttensandkörner (Chen und Brouwers 2007). Die Hydratation von Hüttensanden bei Vorhandensein von Portlandzementklinker führt zur Bildung von C-S-H-, AFm- und AFt-Phasen sowie C-A-S-H-Phasen. Das Magnesium aus dem Hüttensand wird in Hydrotalkit-ähnlichen Phasen gebunden. (Chen und Brouwers 2007; Moranville-Regourd und Kamali-Bernard 2019, S. 481) Zudem bilden sich durch die Reaktion der Klinkerminerale auch Calciumhydroxid. Die Anteile an gebildeten Hydratphasen wird durch die chemische Zusammensetzung des Hüttensandes beeinflusst. Ein erhöhter Anteil an Magnesium führt zu größeren Gehalten an Hydrotalkit und geringeren Gehalten an C-A-S-H-Phasen. Mit höherem Aluminiumgehalt des Hüttensandes werden mehr C-A-S-H-Phasen und weniger C-S-H-Phasen gebildet. (Lothenbach und Gruskovnjak 2007) Die C-S-H-Phasen der Hüttensandhydratationsreaktion unterscheiden sich durch ein niedrigeres Ca/Si-Verhältnis von denen der Portlandzementklinkerhydratation (Escalante-García und Sharp 2004; Hooton 2000; Richardson et al. 2002). Die Werte des Ca/Si-Verhältnisses in der Literatur liegen zwischen 0,8 und 1,5 (Lothenbach und Gruskovnjak 2007; Stark und Wicht 2000, S. 231). Ebenso variiert die Morphologie der Calciumsilicathydratphasen in Hochofenzementsteinen. Mit zunehmendem Hüttensandgehalt ändert sich die Erscheinungsform der äußerlich auf den Klinker- und Hüttensandkörnern aufwachsenden C-S-H-Phasen von nadelförmig hin zu folienartig. Mit zunehmendem Alter bildet sich die nadelförmige Morphologie feiner aus. (Taylor et al. 2010) Die Hydrotalkitphasen umfassen Magnesium-Aluminium-Hydroxide verschiedener Stöchiometrie, welche als Zwischenschichtanion überwiegend OH^- (Lothenbach et al. 2008) aber auch CO_3^{2-} (Lumley et al. 1996) enthalten können. Eine reine Form des Minerals Hydrotalkit wurde indes bei der Hüttensandhydratation nicht nachgewiesen (Richardson et al. 2002). Mit zunehmender Hydratationsdauer und auch bei höheren Anteilen an Hüttensand nehmen die Magnesiumgehalte in diesen Hydratphasen zu. Es kommt zu einer Überlagerung der Hydrotalkit-Doppelschichthydroxide mit Aluminiumhydroxidphasen in Zwischenschichten (Taylor et al. 2010).

Nach Wasserzugabe beginnen Hüttensandkörner sich an- bzw. aufzulösen (Uchikawa 1986). In der Folge bildet sich zunächst an der Oberfläche der Hüttensandkörner eine Schicht niedriger Durchlässigkeit, welche überwiegend aus C-S-H-Phasen besteht (Števíla et al. 1994; Uchikawa 1986). Diese C-S-H-Phasen haben im Vergleich zu den Calciumsilicathydraten aus der Reaktion der Klinkerphasen einen hohen Anteil an Magnesium und Aluminium, welche in der Nanostruktur eingebaut sind (Frýbort et al. 2021; Richardson et al. 2002). An den Rändern der Hüttensandkörner werden auch Hydrotalkitphasen eingebaut (Harrison et al. 1986b). Der Calciumgehalt nimmt von den C-S-H-Phasen hin zu den hydratisierten Hüttensandrändern ab. In den unhydratisierten Hüttensandkörnern ist er wiederum höher. (Frýbort et al. 2021) Da die Bildung der Calciumsilicathydrate durch die Hüttensandhydratation zeitlich verzögert einsetzt, werden zusätzlich Alkalien aus der Porenlösung in deren Kristallstruktur eingebaut. Die infolge der Hydratation des Hüttensandes gebildeten C-S-H-Phasen füllen den durch die Zementklinkerhydratation entstandenen Porenraum. (Hooton 2000)

Die Reaktionsgeschwindigkeit von Hüttensandkörnern wird sowohl durch die chemische und mineralogische Zusammensetzung als auch durch ihre Partikelgrößen beeinflusst (Brand 1988, S. 84). Bei alkalischer

Aktivierung reagieren Hüttensandkörner $< 2 \mu\text{m}$ am schnellsten und sind innerhalb von 24 h gänzlich aufgelöst oder hydratisiert (Gruskovnjak et al. 2006). Nach 15 Jahren sind zwischen 5 und 30 % der Hüttensandkörner $< 100 \mu\text{m}$ hydratisiert. Bei Korngrößen $< 50 \mu\text{m}$ wurde in diesem Zeitraum eine Umwandlung der Morphologie hin zu C-M-S-H und C-A-S-H beobachtet. (Frýbort et al. 2021) In der Bindemittelmatrix von Hochofenzementen sind unhydratisierte Hüttensandkörner als geometrisch scharf abgetrennte Bruchstücke vorhanden. Die äußeren Ränder an dichten Hydratationsprodukten fügen sich homogen in die umgebende Bindemittelmatrix des Zementsteines ein.

Kristallines Calciumhydroxid fungiert als Reaktionspartner für die Hydratation des Hüttensandes. In Abhängigkeit vom Gehalt und der verfügbaren Oberfläche des Calciumhydroxids steigt auch der Umsatz an Hüttensand. Untersuchungen von Dressel (2016, S. 107) ergaben einen Hydratationsgrad des Hüttensandes nach 48 h von 11–15 % in Abhängigkeit von der vorhandenen Calciumhydroxidmenge. Der Gehalt an Calciumhydroxid ist in Zementsteinen ab etwa sieben Tagen konstant. Mit zunehmendem Hüttensandanteil nimmt allerdings die Menge an gebildetem Calciumhydroxid ab. (Weise 2018, S. 102) Gleichzeitig nimmt der Anteil an C-S-H-Phasen als Haupthydratationsprodukt zu (Chen und Brouwers 2007). Die Verringerung des Calciumhydroxidanteils wird in der Literatur einer puzzolanischen Aktivität von Hüttensanden zugeschrieben und unterschiedlich bewertet. Ergebnisse von Escalante et al. (2001) zeigen, dass das durch die Zementklinkerreaktion gebildete Calciumhydroxid vom Hüttensand insbesondere innerhalb der ersten 14 Tage nach Anmachen verbraucht wird. Die Abnahme des Calciumhydroxidgehaltes hängt von der Menge an Hüttensand ab und ist maximal für eine Klinkersubstitutionsrate von 25 % (Nedunuri et al. 2020). Eine moderate Abnahme des Calciumhydroxidgehaltes wurde auch von Kocaba (2009, S. 131) und Luke und Glasser (1988) beobachtet. Die Untersuchungen von Harrisson et al. (1986b), Stephant et al. (2015) und Taylor et al. (2010) zeigen jedoch, dass der Calciumhydroxidgehalt auch über lange Zeiträume konstant bleibt.

Die Bestimmung des Hydratationsgrades von Hüttensanden ist schwierig, da die ablaufenden Hydratationsreaktionen für die in chemischer und mineralogischer Zusammensetzung variierenden Hüttensande komplex sind und die Wasserbindekazität bei vollständiger Hydratation unbekannt ist (Stark und Wicht 2013, S. 81). Häufig wird der Hydratationsgrad von hüttensandhaltigen Zementen durch den Hydratationsgrad des Gesamtbindemittelsystems ausgedrückt. Es gilt der Zusammenhang, dass mit höherem Klinkergehalt von Hochofenzementen die Hydratationsgrade der enthaltenen Hüttensande steigen (Escalante et al. 2001; Lumley et al. 1996; Stephant et al. 2015). Dies hängt mit dem erhöhten Angebot an Alkalien im Portlandzementklinker und dem in Folge der Hydratation gebildeten Calciumhydroxid zusammen, welche die hydraulische Reaktion des Hüttensandes aktivieren. Umgekehrt gilt, dass mit höherem Hüttensandgehalt die Hydratationsgrade des Hüttensandes sinken. In Zementen mit sehr hohem Hüttensandgehalt ist deren Hydratationsgrad begrenzt. Lumley et al. (1996) geben für einen solchen Hochofenzement einen maximalen Hydratationsgrad des Hüttensandes von 30 % an. Ähnliche Größenordnungen für den Hydratationsgrad von Hüttensanden mit hoher Klinkersubstitutionsrate werden von Taylor (1990, S. 282) und Abo-El-Enein et al. (1974) angegeben bzw. von Schmidt-Döhl (1996, S. 196) angenommen. Abweichend nehmen Kunther et al. (2013a) einen Hydratationsgrad des Hüttensandes in CEM III/B-Zementen von 70 % nach einem Jahr an. Derartig hohe Hydratationsgrade erscheinen bei Baustoffen in der Praxis allerdings nicht realistisch. Die Anwesenheit von Hüttensand beeinflusst ebenfalls die Hydratationsgeschwindigkeit und -grade der Hauptklinkerphasen. Hüttensandkörner binden Ca^{2+} und SO_4^{2-} aus der Porenlösung und beschleunigen durch Herabsetzen des Sättigungsgrades von Calciumhydroxid die Bildung von Zwischenphasen (Uchikawa 1986). Durch diese Verschiebung des Gleichgewichts wird die Reaktion von Alit beschleunigt. Hierzu trägt auch der Verdünnungseffekt bzw. die auf den Anteil an Portlandzementklinker bezogene erhöhte Verfügbarkeit von Anmachwasser bei (Escalante-García und Sharp 1998b).

Die Hydratation von C_3A und C_4AF wird ebenfalls beschleunigt, während die Reaktionsgeschwindigkeit des C_2S herabgesetzt wird (Whittaker 2014, S. 130). Hüttensandkörner können als Kristallisationskeim für die Bildung von C-S-H-Phasen aus der Porenlösung dienen (Hooton 2000). Mit höheren w/z-Werten nimmt die Reaktivität bzw. der Hydratationsgrad der Klinkerphasen und des Hüttensandes in Hochofenzementen zu (Escalante et al. 2001; Lumley et al. 1996).

Die Substitution von Portlandzementklinker durch Hüttensand hat Einfluss auf die Entwicklung der mechanischen Eigenschaften des Zementsteines. Da der Hüttensand weniger reaktionsfähig ist, verlangsamt sich die Hydratationsgeschwindigkeit von Hochofenzementen im Vergleich zu zementgebundenen Baustoffen mit Portlandzementklinker. Dies wirkt sich günstig auf die Hydratationswärmeentwicklung aus. Die Entwicklung der Druckfestigkeit von Hochofenzementen hängt mit der Qualität und chemischen Zusammensetzung des Hüttensandes aber auch des Zementklinkers zusammen. Im jungen Alter ist die Festigkeitsentwicklung von Mörtel durch die latent-hydraulischen Eigenschaften des Hüttensandes geprägt und entsprechend verlangsamt. Mit zunehmendem Hydrationsfortschritt werden Veränderungen in der Druckfestigkeit überwiegend durch die Charakteristik des Klinkers beeinflusst als durch die des Hüttensandes. (Bruckmann 2004) Weiterhin sind Hochofenzementsteine aufgrund der geringeren Diffusionskoeffizienten von Chloridionen, welche teilweise adsorptiv gebunden werden, günstig im Hinblick auf die Einwirkung von Chloriden auf Beton zu bewerten (Smolczyk 1984).

2.1.3.3 Zusammensetzung der flüssigen Phase erhärtender Zementsuspensionen

Beim Mischen von Zementklinker mit Wasser werden die Zementpartikel im Anmachwasser dispergiert und es entsteht eine Zementsuspension bzw. Zementleim. Direkt nach Wasserzugabe finden Lösungsvorgänge statt und die Zementpartikel werden benetzt. Diese Phase ist der Induktionsperiode der Hydratation vorangestellt und dauert einige Minuten. Das Anmachwasser löst Alkalisulfate in K^+ -, Na^+ - und SO_4^{2-} -Ionen sowie das vorhandene Calciumsulfat bis zur Sättigung von Ca^{2+} und SO_4^{2-} -Ionen (Beaudoin und Odler 2019, S. 182). Zudem wird auch Freikalk und ggf. auch Alkalicarbonat- und hydroxid gelöst (Locher 2000, S. 204). Von den Zementklinkerphasen werden geringfügig Tricalciumsilicat und Tricalciumaluminat gelöst. Die mineralogische Zusammensetzung von Portlandzementklinker hat auf die Konzentration gelöster Ionen in Zementsuspensionen einen begrenzten Einfluss (Haist 2009, S. 115). Die Zementart bzw. die Verwendung von Zusatzstoffen beeinflusst hingegen die Porenwasserzusammensetzung. Die Substitution von Portlandzementklinker durch Hüttensand wird der Gehalt an Alkalien reduziert (Hohberg 2003, S. 22; Müllauer et al. 2015). Ebenso sinkt der pH-Wert der Porenlösung mit zunehmendem Gehalt an Silicastaub (Page und Vennesland 1983).

Beim Lösungsprozess des Tricalciumsilicates bilden sich an der Oberfläche der Zementpartikel erste C-S-H-Phasen. Da das Ca/Si-Verhältnis der gebildeten C-S-H-Phasen geringer ist als das des Zementklinkerminerals, gehen überschüssige Ca^{2+} - und OH^- -Ionen sowie in geringen Anteilen Silicium in der flüssigen Phase in Lösung. (Beaudoin und Odler 2019, S. 182–183) Etwa 2 % des Tricalciumsilicates hydratisiert in den ersten Minuten (Locher et al. 1976). Die Konzentration an Calciumionen in der flüssigen Phase der Zementsuspension ergibt sich sowohl durch Lösungsvorgänge des C_3S als auch des C_2S (Haist 2009, S. 116). Die gelösten Ionen des Tricalciumaluminates reagieren mit den in der flüssigen Phase enthaltenen Ca^{2+} und SO_4^{2-} -Ionen unter Bildung von Ettringit und Monosulfat (Locher 2000, S. 204). Im erhärteten Zementstein ist der vorhandene Porenraum in Abhängigkeit vom Wasserangebot mit Porenlösung gefüllt. Der pH-Wert dieser Porenlösung liegt über 13 (Smolczyk 1984).

Gunkel (1983) untersuchte die Zusammensetzung der flüssigen Phase erstarrender Portland- und Hochofenzementsuspensionen. Die untersuchten Zementleime wurden mit w/z-Werten von 0,5 und 0,65

hergestellt. In den durchgeführten Versuchen wurden zu Zeitpunkten zwischen 5 Minuten und 12 Monaten unter anderem die Konzentration an K^+ , Na^+ , Ca^{2+} , SO_4^{2-} und OH^- -Ionen in der Porenlösung gemessen. Die Konzentrationen bleiben mit Ausnahme des Sulfates während der ersten Minuten konstant, variieren allerdings je nach Zementart. Mit steigendem Gehalt an Hüttensand konnte eine Abnahme der Alkalität beobachtet werden. Zudem wird die Sulfatkonzentration durch die steigende Sulfatlöslichkeit bei steigender Alkalität beeinflusst. (Gunkel 1983) Die Ergebnisse dieser Untersuchungen wurden ebenfalls in (Locher 2000, S. 204–205; Smolczyk 1984) diskutiert. Die Sulfatkonzentration in der Porenlösung ist hauptsächlich auf Löslichkeitsprozesse an der Oberfläche von Mono- und Trisulfat zurückzuführen (Müllauer et al. 2015).

Die dynamische Viskosität der Porenlösung unterscheidet sich von der von reinem Wasser. Ursächlich hierfür ist zum einen die Abhängigkeit der dynamischen Viskosität vom Abstand von der Festkörperoberfläche bzw. der Porenwandung. Durch Adsorption der Porenlösung an den Hydratphasen des Zementsteines nimmt die Viskosität bei geringer werdendem Abstand zu (Wittmann 1977, S. 69). Entsprechend ändert sich die Viskosität der Porenlösung mit zunehmendem Alter und damit verbundener Porositätsverengung (Stackelberg 2022). Folglich ist die Viskosität in gesättigten Zementsteinen bei niedrigen w/z-Werten höher als bei hohen (Powers 1960). Zum anderen wird die Viskosität der Porenlösung durch die in ihr gelösten Ionen erhöht. Dies zeigt sich anhand erhöhter Aktivierungsenergien für beispielsweise die Chloriddiffusion in Zementstein (Page et al. 1981) im Vergleich zu reinem Wasser (Taylor 1997, S. 259).

2.1.4 Porosität und Mikrostruktur

2.1.4.1 Differenzierung hinsichtlich des Gesteinskornanteils

Zementgebundene Baustoffe bestehen aus einer Bindemittelmatrix, in welcher Gesteinskörnung eingebettet ist. Die Anforderungen an die Gesteinskörnung zur Herstellung von Beton sind in DIN EN 206-1:2001-07 in Verbindung mit DIN 1045-2:2008-08 geregelt. Zusätzlich sind die Anforderungen der DAfStb-Richtlinie:2019-08 zu beachten. Der Gesteinskörnung in Beton wird üblicherweise eine vernachlässigbare Porosität zugesprochen (Strohmeyer 2003, S. 92), sodass der Porenraum im Zementstein hinsichtlich der Baustoffporosität relevant ist. Die Kontaktzone zwischen Bindemittelmatrix und Gesteinskörnung, auch bekannt als *interfacial transition zone* (ITZ), grenzt sich in ihren Porositäts- und Festigkeitseigenschaften vom ungestörten Zementstein ab.

Ihre Ausbildung wird durch eine geringe Packungsdichte der Zementpartikel an der Grenzfläche zum Gesteinskorn initiiert. Durch diesen sogenannten „Wandeffekt“ erhöht sich die Porosität und der w/z-Wert an der Phasengrenzfläche. Ebenso begünstigen Wasseranlagerungen an der Gesteinskornoberfläche die Bildung der ITZ. Durch die Anreicherung kleiner Zementpartikel und dem Überangebot an Wasser sind in der Kontaktzone kaum unhydratisierte Zementkörner mehr vorhanden. (Scrivener et al. 2004) Die räumliche Dimension der ITZ hängt von verschiedenen betontechnologischen Parametern ab. Hierzu zählen unter anderem der w/z-Wert, die Korngrößenverteilung der Gesteinskörnung sowie die Zugabe von puzolanischen Zusatzstoffen, welche die Packungsdichte im Zementleim verbessern (Elsharief et al. 2003; Jia et al. 1986; Scrivener et al. 1988).

Die Dicke der ITZ beträgt zwischen 15–60 μm (Ollivier et al. 1995; Scrivener et al. 2004; Zheng et al. 2005). Nach Scrivener et al. (2004) ist die ITZ ein Bereich im Umfeld der Gesteinskörnung mit sich stadiell ändernder Mikrostruktur, deren charakteristische Ausdehnung mit der mittleren Größe der Zementpartikel

korreliert. Im Nahbereich der Gesteinskörnung ist die Porosität der ITZ am stärksten ausgeprägt und nimmt mit zunehmendem Abstand ab (Gao et al. 2013). Der Anteil unhydratisierter Zementpartikel ist in der Kontaktzone sehr gering und nimmt mit zunehmender Entfernung vom Gesteinskorn zu (Diamond und Huang 2001). Winslow et al. (1994) schreiben die größten Poren im Baustoff der ITZ zu. Gao et al. (2013) konnten jedoch zeigen, dass große Poren auch außerhalb der ITZ in der Bindemittelmatrix angesiedelt sind. Die hohe Porosität in der Grenzfläche zur Gesteinskörnung kann zu einer Vernetzung des Porenraumes und damit zur Erhöhung der Durchgängigkeit zementgebundener Baustoffe führen, welche abhängig vom Anteil der Gesteinskörnung und der Dicke der ITZ ist (Scrivener und Nematı 1996; Winslow et al. 1994). Allerdings nehmen die Durchlässigkeiten der ITZ und der Bindemittelmatrix mit zunehmendem Hydratationsgrad in gleicher Weise ab und nähern sich an (Li et al. 2017). Die Phasengrenze zwischen Gesteinskörnung und Bindemittelmatrix ist zudem durch eine Anreicherung von teilweise großen Calciumhydroxidkristallen und Ettringit gekennzeichnet (Breton et al. 1993; Monteiro und Mehta 1985; Scrivener et al. 2004; Zimbelmann 1978). Die Morphologie des Calciumhydroxids ist innerhalb der ITZ kristallin mit variierender Orientierung (Scrivener und Pratt 1986; Struble und Mindess 1983). Die Bildung der ITZ in Betonen ist äußerst heterogen. Die Abgabe von adhäsiv gebundenem Wasser an der Gesteinskörnungsoberfläche führt zu anisotropem Mikrobluten im Frischbeton. Diese Ansammlung von Anmachwasser ist bevorzugt auf der Unterseite von Gesteinskörnungen zu beobachten, in welcher verstärkt große Portlanditkristalle ausgefällt werden (Hoshino 1988). Durch diesen Vorgang kann die Porosität und Dicke der ITZ im unteren Bereich eines Gesteinskorns deutlich größer sein als auf der Oberseite (Leemann et al. 2006).

Die Mikrostruktur der ITZ wirkt sich auf ihre mechanischen Eigenschaften aus. So ist die Festigkeit bzw. Härte und der Elastizitätsmodul der ITZ geringer als in der angrenzenden Bindemittelmatrix (Gan et al. 2022; Liu et al. 2023a). Die Festigkeitseigenschaften der Kontaktzone werden daneben durch die Interaktion der Bindemittelmatrix mit der Gesteinskörnung beeinflusst. Für quarzitisches Gesteinskörnung wurde eine Zunahme der Mikrohärtigkeit innerhalb der ITZ beobachtet, während es bei Basalt und Kalkstein zu einer signifikanten Abnahme kam (Kadlecek und Dohnalek 1982b). Der Verbund von Gesteinskörnung und Zementstein in Beton wird durch die Rauheit der Gesteinskornoberfläche beeinflusst. Für den Verbund der ITZ mit der Gesteinskörnung hat die Oberflächenrauheit in der Kontaktzone allerdings eine weniger entscheidende Bedeutung (Tasong et al. 1998). In zweckmäßig entworfenen und mit hoher Güte hergestellten Betonen ist die Ausbildung einer ITZ lokal begrenzt und beeinflusst die Betoneigenschaften nicht maßgeblich (Diamond und Huang 2001; Scrivener et al. 2004).

Die Dichtigkeit zementgebundener Baustoffe wird durch eine Vielzahl von Einflussfaktoren bestimmt, die sich gegenseitig beeinflussen. Unter diesem Aspekt sind Zementstein, Mörtel und Beton zu differenzieren. Mit zunehmendem Anteil an Gesteinskörnung wird das dichte Gefüge des Zementsteines durch die Kontaktzone an der Grenzfläche zwischen Bindemittelmatrix und Gesteinskorn unterbrochen. Je größer das Volumen der Gesteinskörnung, desto stärker nimmt die Vernetzung dieser Kontaktzone zu. Eine Erhöhung der Durchlässigkeit und des Stofftransportes findet jedoch nicht zwangsläufig statt, da zum einen das Volumen des Zementsteines abnimmt und zum anderen die Gewundenheit des Porenraumes zunimmt.

2.1.4.2 Klassifikation von Porenarten

Die in zementgebundenen Baustoffen vorhandenen Poren werden aufgrund ihrer Größe in definierte Porenarten eingeteilt. Die Größe einer Pore wird durch ihre Porenweite definiert. Unter Annahme eines Modells mit zylindrischen bzw. kugelförmigen Poren wird die Porengröße üblicherweise in Porenradien bzw. in Porendurchmessern angegeben (DIN 66139:2012-03). In der Literatur findet eine klare Trennung zwischen Porenradien und Porendurchmesser nicht immer statt, sodass häufig der Begriff Porengröße

verwendet wird. Der Größenbereich der Poren im Zementstein reicht von Porenradien kleiner als ein Nanometer bis hin zu mehreren Millimetern (Powers 1958; Stark und Wicht 2013, S. 16). Die Klassifikation der Poren ist in der Literatur nicht einheitlich und es existieren sich überschneidende Definitionen unterschiedlicher Autoren. Generell können die Poren in porösen Materialien gemäß der *International Union of Pure and Applied Chemistry* (IUPAC) in

- Mikroporen Porenradien < 1 nm
- Mesoporen Porenradien zwischen 1 nm und 25 nm
- Makroporen Porenradien > 25 nm

eingeteilt werden (Burwell, Jr. 1976). Eine übergeordnete Einteilung wird in zementgebundenen Baustoffen zwischen Kapillar- und Gelporen gemacht (Mindess et al. 2003, S. 75; Powers 1958). Abbildung 2.1 stellt die Volumenanteile der im Zementstein vorhandenen Poren in Abhängigkeit vom w/z-Wert dar. Ab einem w/z-Wert < 0,40 sind gemäß dieser idealisierten Darstellung für einen Hydratationsgrad $\alpha = 100\%$ keine unhydratisierten Zementkörner in der Bindemittelmatrix vorhanden und der Anteil an Kapillarporen nimmt mit zunehmendem Wasseranteil zu. Eine gängige Klassifizierung ist die in Tabelle 2.5 dargestellte Einteilung der Porenarten nach Setzer (1975). Die betontechnologischen Einflussfaktoren auf die jeweiligen Porenarten sind ebenfalls aufgeführt. Die Porenarten unterscheiden sich in ihrer Entstehung und Struktur, sowie in ihrem Einfluss auf die Eigenschaften des Zementsteines. Die Größe der künstlich eingeführten Luftporen und Verdichtungsporen nach Tabelle 2.5 haben ähnliche Dimensionen. Eine Differenzierung dieser Porenarten ist lediglich für Betone sinnvoll, die künstlich eingeführte Luftporen enthalten. Des Weiteren ist eine feinere Unterteilung des Gel- und Kapillarporenbereiches für die wesentlichen Transportprozesse in zementgebundenen Baustoffen nicht zweckmäßig.

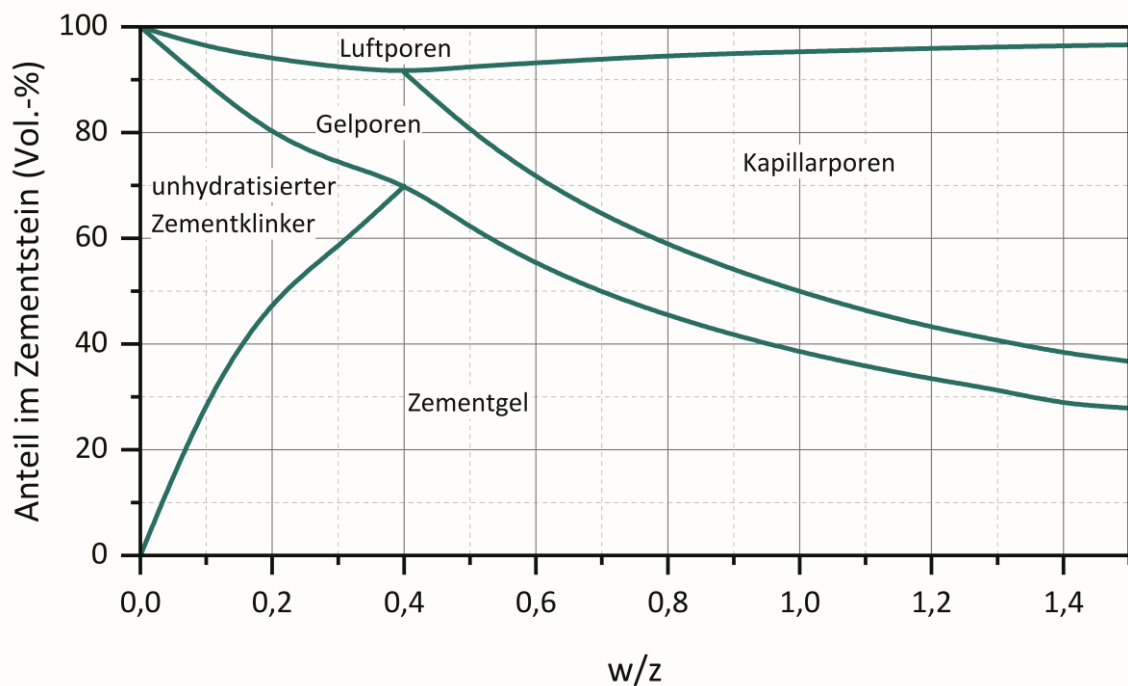


Abbildung 2.1: Zusammensetzung des Zementsteinvolumens in Abhängigkeit vom w/z-Wert unter Annahme eines Hydratationsgrades von $\alpha = 100\%$; eigene Darstellung in Anlehnung an (Czernin 1977, S. 63)

Tabelle 2.5: Klassifikation der Porenarten und zugehörige Porenradien nach (Lang und Setzer 1988; Setzer 1975)

Porenart		Porenradius	Betontechnologische Einflussgröße
Gelporen	Mikrogelporen	0,2 nm–2 nm	Hydratation
	Makrogelporen	2 nm–50 nm	Zementart
Kapillarporen	Mikrokapillarporen	50 nm–2 µm	w/z-Wert
	Mesokapillarporen	2 µm–50 µm	Zusatzstoffe
künstliche Luftporen	Makrokapillarporen	50 µm–2 mm	Luftporenbildner Zusatzstoffe
Verdichtungsporen	Grobporen	2 mm–2 cm	Verdichten

Grundsätzlich ist eine scharfe Trennung der jeweiligen Porenarten nach ihrer Größe aus analytischen Gesichtspunkten sinnvoll, jedoch sei darauf hingewiesen, dass sich die Porenarten im Grenzbereich überlagern und die Übergänge fließend sind (Bunke 1991, S. 38; Herold 1999, S. 16). Die Grenze zwischen Gel- und Kapillarporen wird je nach Autor bei Porengrößen zwischen 10 nm (Jennings und Tennis 1994; Locher 2000, S. 281; Song et al. 2019), 25 nm (Rübner und Hoffmann 2006) und 40 nm (Halamiczkova et al. 1995) angenommen.

Die gängigen Untersuchungsmethoden mit denen sich die Poren in zementgebundenen Baustoffen erschließen lassen, können auflösungsbedingt nur begrenzte Porenradienbereiche erfassen (Setzer 1975). Eine Übersicht über die Anwendbarkeit verschiedener Methoden zur Charakterisierung der Porenstruktur in Abhängigkeit von der Porengröße findet sich beispielsweise in Aligizaki (2006, S. 13). Die Annahme idealisierter, zylindrischer Poren entspricht zudem nicht der Realität. Dies ist bei der Messung von Porenstrukturen und deren Interpretation zu berücksichtigen. Vielmehr sind die Poren in der Bindemittelmatrix unregelmäßig geformt und ihre Grenzen lassen sich nicht immer scharf von der umgebenden Matrix trennen (Diamond 2000).

Die Verdichtungsporen entstehen durch beim Mischen in den Zementleim, Mörtel oder Beton eingebrachte Luft, welche jedoch durch Verdichtung nicht vollständig aus dem noch nicht erhärteten Material entweichen kann. Ihre Geometrie ist oftmals unregelmäßig. Die Konsistenz des frischen zementgebundenen Baustoffes beeinflusst den Anteil an Verdichtungsporen im erhärteten Zustand. Mit zunehmender Fließfähigkeit nimmt die Verdichtungsporengehalt ab (Stark und Wicht 2013, S. 16). Der Volumenanteil von Verdichtungsporen beträgt zwischen 1 und 2 Vol.-% (Stark und Wicht 2013, S. 423).

Durch Zugabe eines Luftporenbildners werden künstlich Luftporen in der Bindemittelmatrix erzeugt, um den Frostwiderstand zu erhöhen. Der Luftporenbildner adsorbiert beim Mischen eingebrachte Luft an Zementpartikel, wodurch diese eine Hydrophobierung erfahren und die entstandenen Luftbläschen an der Festkörperoberfläche binden (Ramachandran 1995, S. 122). Beim Verdichten können diese Luftbläschen nicht ausgetrieben werden, sodass im erhärteten Zustand kugelförmige Mikroporen in der Bindemittelmatrix verbleiben. Alternativ lassen sich künstliche Luftporen auch durch superabsorbierende Polymere gezielt in Betonen erzeugen. Sie quellen unter Aufnahme des Anmachwasser auf und geben das aufgenommene Wasser im Laufe der Betonerhärtung wieder an die Bindemittelmatrix ab, sodass ein definierter Hohlraum verbleibt (Jensen und Hansen 2001). Diese künstlich eingebrachten Luftporen unterbrechen den Kapillarporenraum und bieten einen Expansionsraum für gefrierendes Wasser (Stark und Wicht 2013, S. 424). Sie sind gleichmäßig in der Bindemittelmatrix verteilt und haben Porenradien zwischen 5 µm und

500 μm . Da diese Poren nicht miteinander verbunden sind, beeinflussen sie die Transportprozesse im zementgebundenen Baustoff nicht. (Aligizaki 2006, S. 11)

Kapillarporen entstehen durch einen Überschuss an Anmachwasser, welches infolge der Hydratation nicht chemisch oder physikalisch durch die Hydratationsprodukte gebunden werden kann. Der Anteil an Kapillarporen im zementgebundenen Baustoff wird maßgeblich durch den w/z -Wert beeinflusst (siehe Abbildung 2.1). Mit voranschreitender Hydratation nimmt der Anteil an Kapillarporen im betrachteten zementären System ab. Durch die Bildung von Hydratationsprodukten im Kapillarporenraum stellt sich eine Veränderung der Erscheinungsform der Kapillarporen von einer gleichmäßigen hin zu einer unregelmäßigen Form ein, welche mit einer ungeordneten Oberflächenstruktur verbunden ist (Aligizaki 2006, S. 9; Auskern und Horn 1973).

Die Gelporen sind die kleinste Porenart in zementgebundenen Baustoffen. Sie befinden sich in den Zwischenräumen der C-S-H-Phasen, welche die Gelphase des Zementsteines bildet (Stark und Wicht 2013, S. 20). Dieses kolloidale Gel bildet sich in Folge der Hydratation durch Expansion in den vorhandenen Kapillarporenraum (Aligizaki 2006, S. 5). Mit voranschreitender Hydratation nimmt der Anteil an Gelporen am Gesamtporenvolumen zu (Powers 1958). Die Porosität der Gelporen wird als vom w/z -Wert unabhängiger, konstanter Porositätsanteil in der Größenordnung von 26–28 Vol.-% angenommen (Aligizaki 2006, S. 5; Hohberg 2003, S. 25; Powers 1958). Untersuchungen von Schulte Holthausen und Raupach (2021) zeigen jedoch, dass der Anteil an Gelporosität mit zunehmendem w/z -Wert des Zementsteines ebenfalls zunimmt. Die mittlere Größe der Gelporen ist unabhängig vom w/z -Wert und liegt bei Porenradien von etwa 1,8 nm (Wittmann 1974, S. 41).

Infolge der Hydratation können Poren aufgrund einer Volumendifferenz zwischen den Ausgangsstoffen Zement und Wasser und den entstehenden Hydratationsprodukten zurückbleiben. Diese Poren infolge des chemischen Schwindens werden auch als Schrumpfporen bezeichnet. Stark und Wicht geben die Größe der Schrumpfporen pauschal mit etwa 10 nm an (Stark und Wicht 2013, S. 20). Üblicherweise entstehen durch das chemische Schwinden Gelporen. Jedoch können je nach Nacherhärtingsbedingungen die Größenordnung der Schrumpfporen variieren und insbesondere bei Nacherhärtung ohne Wasserangebot im Bereich der Kapillarporen liegen (Romberg 1978). Neben dem chemischen Schwinden findet in zementgebundenen Baustoffen auch ein autogene Schwinden statt, welches nach Verbrauch des frei verfügbaren Wassers infolge der fortschreitenden Hydratation des Zements zu einem Absinken des Feuchtehaushaltes im Porenraum und einer inneren Selbstaustrocknung führt, welche mit makroskopischen Volumenveränderungen verbunden ist (Ghanem et al. 2024; Kurdowski 2014, S. 337). Mit abnehmenden w/z -Werten verringert sich das Volumen des erhärteten Zementsteines infolge des autogenen Schwindens schneller und ausgeprägter (Tazawa und Miyazawa 1995). Steht einem erhärtenden Zementstein mit niedrigem w/z -Wert ein externes Wasserangebot zur Verfügung, so bilden sich keine luftgefüllten Schrumpfporen und das autogene Schwinden kann begrenzt werden (Jensen und Hansen 2001). Die Größenordnung des chemischen Schwindens hängt vom w/z -Wert sowie der mineralogischen Zusammensetzung und Feinheit des Bindemittels ab (Kurdowski 2014, S. 334). Je Gramm an hydratisiertem Zement entstehen nach Czernin (1956) ein Porenraum von 0,06 cm^3 .

Eine weitere Porenart sind die sogenannten Hohlschalen oder *hollow-shell*-Poren. Der Größenbereich dieser Poren liegt nach Kjellsen und Atlassi (1999) zwischen 1 und 15 μm . Diese Poren entstehen infolge der Bildung der Hydrationsprodukte, welche sich an den Zementpartikeloberflächen anlagern und mit fortschreitender Hydratation den ursprünglich vom Zementkorn belegten Raum nicht oder nur teilweise füllen (Hadley et al. 2000). Ihre Form entspricht der Geometrie der durch die Hydratation umgesetzten Zementkörner. Mit niedrigeren w/z -Werten nimmt die Größe der *hollow-shell*-Poren zu. (Kjellsen und Atlassi

1999). Die Größe der Zementpartikel sowie ihre Mineralogie beeinflussen die Geschwindigkeit, mit der sie durch die Hydratation umgesetzt werden. Kleinere Partikel an Alit oder Aluminat reagieren bereits nach einem Tag und können dabei Hohlräume in der Bindemittelmatrix bilden, während größere Partikel nur teilweise reagiert haben (Kjellsen et al. 1996). Hohlschalporen sind isoliert in der Bindemittelmatrix eingebunden. Über Gel- und Kapillarporen sind sie an den kompletten Porenraum des Baustoffes angebunden (Kjellsen et al. 1996; Kjellsen und Atlassi 1999). Head et al. (2006) beschreiben die Ausbildung von kanalartigen Strukturen mit variierender Morphologie, welche die vereinzelt auftretenden Hohlraum-poren mit Kapillarporen verbinden. Der Anteil der *hollow-shell*-Poren an der Gesamtporosität beträgt zwischen 10 und 20 %. Die Verwendung von Silicastaub erhöht beispielsweise den Porositätsanteil der Hohl-schalporen durch die puzzolanische Reaktion. Dennoch wird ihnen kein großer Einfluss auf die Transportprozesse zugesprochen (Kjellsen und Atlassi 1999; Scheydt 2013, S. 6).

Die Porosität und Porenstruktur von zementären Systemen wird maßgeblich durch die Hydratationsdauer beeinflusst. Mit zunehmendem Alter des Zementsteins wird der Porenraum durch die entstehenden Hydrationsprodukte verringert. Damit einhergeht eine Abnahme der Gesamtporosität sowie eine Verfeinerung des Porennetzes (Cook und Hover 1999). Zudem nimmt die Öffnungsweite des durchgängigen Porenraumes der Bindemittelmatrix mit zunehmender Hydratationsdauer ab, wobei die Größenordnung und die Verringerungsrate vom w/z -Wert abhängen (Nyame und Illston 1980).

Die Zementart bzw. die Zugabe von Zusatzstoffen beeinflusst die Porenstruktur des Zementsteingefüges. Durch Austausch von Zementklinker oder Zugabe von latent-hydraulischen bzw. puzzolanischen Stoffen erfolgt eine Verdichtung der Kapillarporen durch die Bildung weiterer C-S-H-Phasen und in der Folge eine Zunahme der Gelporen (Lunk 1997, S. 82–83). Mit zunehmendem Hüttensandgehalt nimmt der Anteil an Gelporen bei gleichbleibender Gesamtporosität zu und entsprechend die Kapillarporosität ab (Romberg 1978). Es kommt zu einer Verfeinerung des Porennetzes. Die geschlossene Porosität von Hochofenzementsteinen ist im Vergleich zu Portlandzementsteinen allerdings deutlich erhöht (Gluth 2011, S. 70). Die Zugabe von Flugasche bewirkt durch die puzzolanische Reaktion ebenfalls die Abnahme von Kapillarporen und verringert die Porenöffnungsradien mit zunehmendem Gehalt (Härdtl 1995, S. 46). Der Einsatz von Mikrosilica als Puzzolan erhöht die geschlossene Porosität des Zementsteines (Gluth 2011, S. 64), führt gleichzeitig jedoch zu einer graduellen Zunahme der Poren mit Radien, welche größer sind als die kleinstmöglichen, im Zementstein geometrisch durchgängigen Radien (Feldman und Cheng-Yi 1985; Gluth 2011, S. 74). Eine mögliche Erklärung für diese Porenstrukturänderung ist die Bildung von Hohlschalporen. Eine weitere Erklärung ist der Verbrauch des Portlandits durch das Mikrosilica (Bentz und Stutzman 1994; Feldman und Cheng-Yi 1985). Der Einfluss inerter Zusatzstoffe wie Gesteinsmehle auf die Porenstruktur hängt von ihrem Anteil und ihrer Feinheit ab. Durch ihre Zugabe lässt sich die Partikelgrößenverteilung zementgebundener Baustoffe im Feinstbereich verbessern. Die Porosität und Porenstruktur kann durch nicht reaktive Gesteinsmehle in Mörteln in Abhängigkeit von der Feinheit erhöht bzw. vergrößert werden (Reschke 2001, S. 83–84). Die Verwendung von Kalksteinmehl reduziert mit zunehmendem Gehalt die Öffnungsweite des durchgängigen Porennetzes im Zementstein, jedoch nimmt gleichzeitig der Porenradius der am häufigsten vertretenen Poren im Baustoff zu (Pipilikaki und Beazi-Katsioti 2009). Die Partikelgrößenverteilung des Zementklinkers wirkt sich ebenfalls auf die Porosität und ihre Verteilung aus. Mit Erhöhung der Mahlfinheit des Klinkers werden bei gleichem Wasserangebot niedrigere Gesamtporositäten erreicht (Lach und Rosova 1980). Dies ist zum einen auf die höhere Reaktivität der kleineren Klinkerpartikel, zum anderen auf die Erhöhung der Packungsdichte zurückzuführen (Mino et al. 1986). Die zunehmende Feinheit des Zementklinkers führt zu einer Erhöhung der Porenvolumenfraktion kleinerer Poren (Trettin und Wieker 1980).

In zementgebundenen Baustoffen hat die Gesteinskörnung ebenfalls einen Einfluss auf den Porenraum und die Verteilung der Poren. Mit zunehmendem Größtkorndurchmesser nimmt die Gesamtporosität und der Kapillarporenraum ab (Lunk 1997, S. 83–84). Dies steht im Zusammenhang mit der Abnahme des absoluten Zementsteinvolumens im Beton. Winslow et al. (1994) untersuchte den Einfluss der Gesteinskörnung und ihres Anteils auf die Porenstruktur in Mörtelproben. Mit Erhöhung des Anteils an Gesteinskörnung wird der Grenzporeradius (siehe 6.1.1.2) zu größeren Porenradien verschoben und nimmt in seiner Ausprägung ab. Dies indiziert eine Vergrößerung des Porenraumes durch Zunahme der Porenfraktionen mit größeren Porenradien. Weiterhin zeigten die Untersuchungen, dass die Zugabe puzzolanischer Stoffe zu Mörteln mit zunehmendem Anteil an Gesteinskörnung zu einer stärkeren und stetigeren Vergrößerung und Durchgängigkeit des Porensystem führt. Dies kann durch den Abbau von Calciumhydroxidkristallen in der Kontaktzone zwischen Bindemittelmatrix und der Gesteinskörnung innerhalb der ITZ sowie die vermehrte Bildung von Hohlschalenporen erklärt werden. (Winslow et al. 1994) Die Verknüpfung zwischen dem Einfluss der Gesteinskörnung auf die Porosität und Porenstruktur ist komplex und wird von verschiedenen betontechnologischen Faktoren beeinflusst. Grundsätzlich nimmt mit Zugabe von Gesteinskörnung zu zementgebundenen Baustoffen die Durchgängigkeit des Porennetzes und auch der Anteil an größeren Poren zu.

2.1.4.3 Transportprozesse im Porenraum

Für die Dauerhaftigkeit bei chemischem Angriff ist neben dem chemischen Widerstand (Zusammensetzung des zementgebundenen Baustoffes) der physikalische Widerstand von entscheidender Bedeutung. Der physikalische Widerstand beschreibt die Dichtigkeit des Gefüges zementgebundener Baustoffe gegenüber dem Eindringen von Gasen und Flüssigkeiten. Die Erhöhung der Packungsdichte des Betons verringert die Ausbildung eines groben Porenbereiches (Siebert und Gerlach 2018, S. 921). Die Abstufung der Ausgangsmaterialien bis in den Feinstbereich durch Verwendung von granulometrisch abgestimmten Zusatzstoffen führt zu einer Erhöhung der Tortuosität und kann zusätzlich durch Reduktion der Bindemittelmenge den chemischen Widerstand erhöhen (Hüttl und Hillemeier 2000). Abbildung 2.2 gibt schematisch den geometrischen Zusammenhang zwischen direktem Weg l_0 und der tatsächlichen Wegstrecke Δl wieder. Das Verhältnis von Δl zu l_0 wird nach Gleichung (2-1) als Tortuosität τ bezeichnet (Shen und Chen 2007).

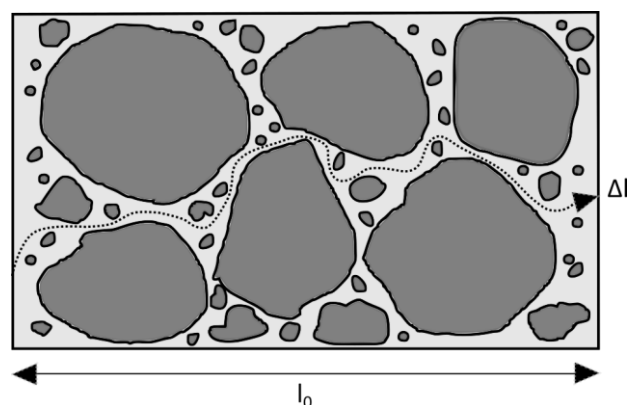


Abbildung 2.2: Schematische Darstellung der Tortuosität in einem hinsichtlich der Packungsdichte optimierten Beton

$$\tau = \frac{\Delta l}{l_0} \quad (2-1)$$

τ	Tortuosität in (-)
Δl	tatsächlich zurückgelegte Wegstrecke einer Spezies in (m)
l_0	direkte Wegstrecke einer Spezies in (m)

Die Tortuosität beeinflusst maßgeblich die Geschwindigkeit von diffusionsabhängigen Transportprozessen. Zur Beschreibung der Tortuosität in Abhängigkeit von der Porosität existieren verschiedene theoretische und empirische Modelle für poröse Medien im Allgemeinen. Eine Übersicht findet sich in (Shen und Chen 2007). Die Bestimmung der Tortuosität ist komplex. Eine Annäherung kann über die Bewertung von Diffusionskoeffizienten verschiedener Spezies in freier Lösung und im porösen Medium nach Gleichung (2-2) erfolgen (Promentilla et al. 2008; Samson et al. 2003). Darin entspricht τ_D der Diffusionstortuosität, welche auch als Diffusivität bezeichnet wird (Promentilla et al. 2008; Scheydt 2013, S. 13).

$$\tau_D = \frac{D_0}{D_{PM}} \quad (2-2)$$

τ_D	Diffusionstortuosität in (-)
D_0	Diffusionskoeffizient einer Spezies in freier Lösung in (m ² /s)
D_{PM}	Diffusionskoeffizient einer Spezies im porösen Medium in (m ² /s)

Analog zur *Archie*-Gleichung (Archie 1942) kann die Reduzierung der Porosität, in der Transportprozesse in porösen Medien ablaufen, durch einen Widerstandsfaktor beschrieben werden (Dullien 1992, S. 378). Dieser Widerstandsfaktor lässt sich über den in Gleichung (2-3) dargestellten Zusammenhang definieren und in τ_D überführen (Promentilla et al. 2008). Promentilla et al. (2008) stellten ein Modell zur Beschreibung des Zusammenhangs zwischen (offener) Porosität und Diffusionstortuosität mit $m \sim 2$ auf. Unberücksichtigt blieben jedoch Transportprozesse außerhalb der offenen Porosität, sowie der Vernetzungsgrad des Porenraumes. Eine Modifizierung von Rangelov und Nassiri (2018) ermöglicht die Anwendung der *Archie*-Gleichung unter Verwendung eines Anpassungsparameter m , der die zeitabhängige Entwicklung der Tortuosität sowie die Porenstruktur zementärer Systeme und damit auch die Verwendung von Zementersatz- und Zumahlstoffen berücksichtigt. Nakarai et al. (2006) schlagen einen analytischen Ansatz zur Ermittlung der Tortuosität des Zementsteines unter Berücksichtigung der offenen Porosität vor. Die Zunahme des Weges für ein Ion lässt sich durch $\tau = -1,5 \cdot \tanh\{8 \cdot (\Phi_{offen} - 0,25)\} + 2,5$ berechnen (Nakarai et al. 2006). Die Anwendbarkeit dieses Ansatzes ist aufgrund der Vernachlässigung der Vernetzung des Porenraumes jedoch fraglich. Ein von Salmas und Androutopoulos (2001) entwickeltes Modell bezieht die Porenverteilung, ihre Geometrie und die Vernetzung quantitativ in die Berechnung der Tortuosität mit ein. Weiterhin kann über empirische Betrachtungen aufgrund des nach Extrusion in den Poren verbliebenen Quecksilbers einer Quecksilberdurchporosimetrie-messung auf die Tortuosität eines mesoporösen Stoffes geschlossen werden. Dieser Ansatz wurde beispielsweise von Zeng et al. (2012) für Zementsteine verwendet.

$$\tau_D = \Phi_{offen}^{-m} \quad (2-3)$$

Φ_{offen}	offene Porosität in (-)
m	materialspezifischer Anpassungsparameter in (-)

Für Zementstein hängt die Tortuosität maßgeblich von der Porenstruktur und dem Anteil an Kapillarporen ab (Oh und Jang 2004). Unter Annahme einer Durchgängigkeit des Porenraumes ab einem Volumenanteil der Kapillarporen von 18 % entwickelten Garboczi und Bentz (1992) im Rahmen ihrer computergestützten Untersuchungen ein Modell zur Beschreibung der Diffusivität. Da die Zugabe von Mikrosilica und dessen puzzolanische Eigenschaften die Tortuosität des Zementsteins vergrößert, wurde das Modell von Bentz et al. (2000) erweitert. Des Weiteren hat der Sättigungsgrad des Porenraumes ebenfalls erheblichen Einfluss auf die Diffusionsvorgänge und somit ebenfalls auf die Umwegigkeit im porösen Medium (Mattson et al. 2002; Nielsen und Geiker 2003).

Die Tortuosität steigt mit zunehmendem Gehalt an Gesteinskörnung sowie mit zunehmender Dichtigkeit des Baustoffgefüges. Nach Stroeven (2000) ist die Tortuosität invariant von der Sieblinie der Gesteinskörnung und kann im ebenen Fall mit $\tau = 1 + 0,5 \cdot V_G$ überschlägig berechnet werden, wobei V_G der Volumenanteil der Gesteinskörnung ist. Diese Annahmen werden durch Ergebnisse von Caré (2003) bestätigt. Für Mörtel und Betone entwickelten Oh und Jang (2004) ein Modell zur Beschreibung des Diffusionsvermögens. Der analytische Ansatz berücksichtigt neben der Kapillarporosität und der ITZ auch die Transportprozesse im Gelporenbereich des Zementsteines. Eine Definition zur Grenze zwischen Kapillarporosität und Gelporosität geben die Autoren jedoch nicht an.

In der Literatur finden sich verschiedene Werte für die Tortuosität zementgebundener Baustoffe. In Abbildung 2.3 sind Größenordnungen der Tortuosität in Abhängigkeit vom w/z-Wert abgebildet. Die dargestellten Werte wurden auf die in Gleichung (2-1) festgelegte Definition umgerechnet. Die Ermittlung der Tortuosität in den zugrundeliegenden Veröffentlichungen erfolgte mit unterschiedlichen Methoden, sodass eine unmittelbare Vergleichbarkeit ggf. nicht möglich ist. Das Probenalter der untersuchten Baustoffe betrug mindestens 28 Tage. Des Weiteren wurden zum Teil auch latent-hydraulische und puzzolanische Zusatzstoffe verwendet. Dennoch kann anhand der dargestellten Daten gefolgert werden, dass niedrige w/z-Werte die Tortuosität zementgebundener Baustoffe erhöhen. Durch Zugabe von Gesteinskörnung bei Mörteln und Betonen ergibt sich im Vergleich zu Zementstein nicht zwangsläufig eine höhere Tortuosität bei gleichen w/z-Werten.

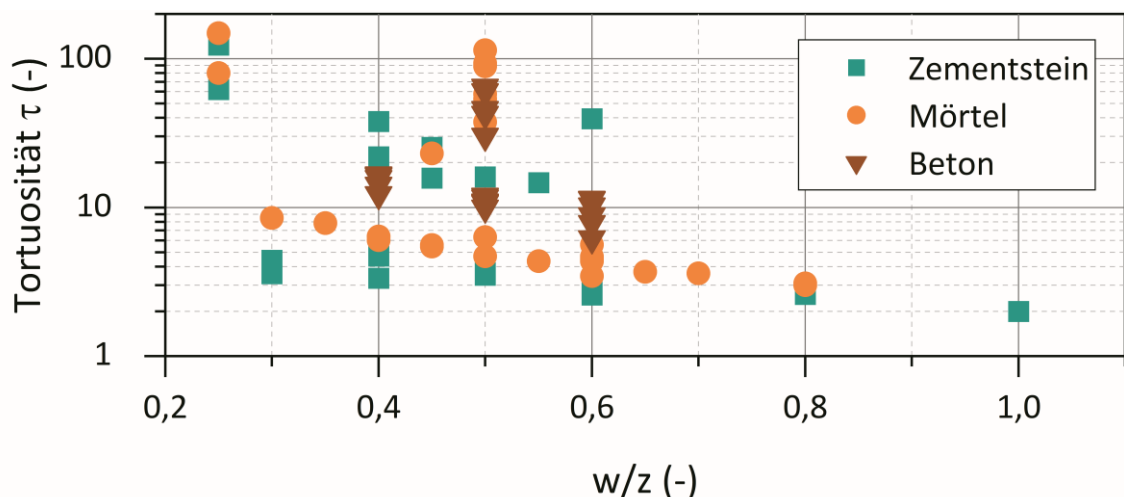


Abbildung 2.3: Literaturwerte der Tortuosität von Zementstein, Mörtel und Beton in Abhängigkeit vom w/z-Wert (Mindestalter der untersuchten Proben 28 Tage, teilweise Einsatz von latent-hydraulischen und puzzolanischen Zusatzstoffen), Daten entnommen aus (Ahmad und Azad 2013; Delagrave et al. 1998; Gunstmann 2007, S. 87, S. 90; He et al. 2018; Hohberg 2003, S. 157; Numata et al. 1990; Samson et al. 2003; Schmidt 2011, S. 64)

Die Durchlässigkeit k zementgebundener Baustoffe hängt weniger von der (Gesamt-) Porosität des Materials als vielmehr von der Tortuosität und dem Vernetzungsgrad des Porenraumes bzw. seiner Porenverteilung ab (Atkinson und Nickerson 1984; Mehta und Manmohan 1980; Nyame und Illston 1980). Damit beeinflusst indirekt auch das Alter des Baustoffes die Permeabilitätseigenschaften. Für Betone korreliert die Durchlässigkeit zudem mit τ (Ahmad und Azad 2013). Auch wenn die Gel- und Kapillarporen an der Durchlässigkeit beteiligt sind (Cui und Cahyadi 2001), so hat die Kapillarporosität den größten Einfluss auf die Transportprozesse (Powers 1958). Folglich reduziert sich die Permeabilität von Zementstein mit abnehmenden w/z -Werten (Feldman 1986). In Abbildung 2.4 ist der Zusammenhang zwischen Kapillarporosität und der Permeabilität von Zementstein, Mörtel und Beton aus Literaturdaten dargestellt. Mit zunehmendem Kapillarporenanteil nimmt die Durchlässigkeit aller zementgebundenen Baustoffe zu. Die ausgewerteten Literaturdaten zeigen zudem, dass bei vergleichbarem Kapillarporenanteil die Durchlässigkeiten von Mörtel zu Beton und Zementstein hin abnehmen. Die Unterschiede zwischen Beton und Mörtel können durch die erhöhte Packungsdichte und Tortuosität erklärt werden.

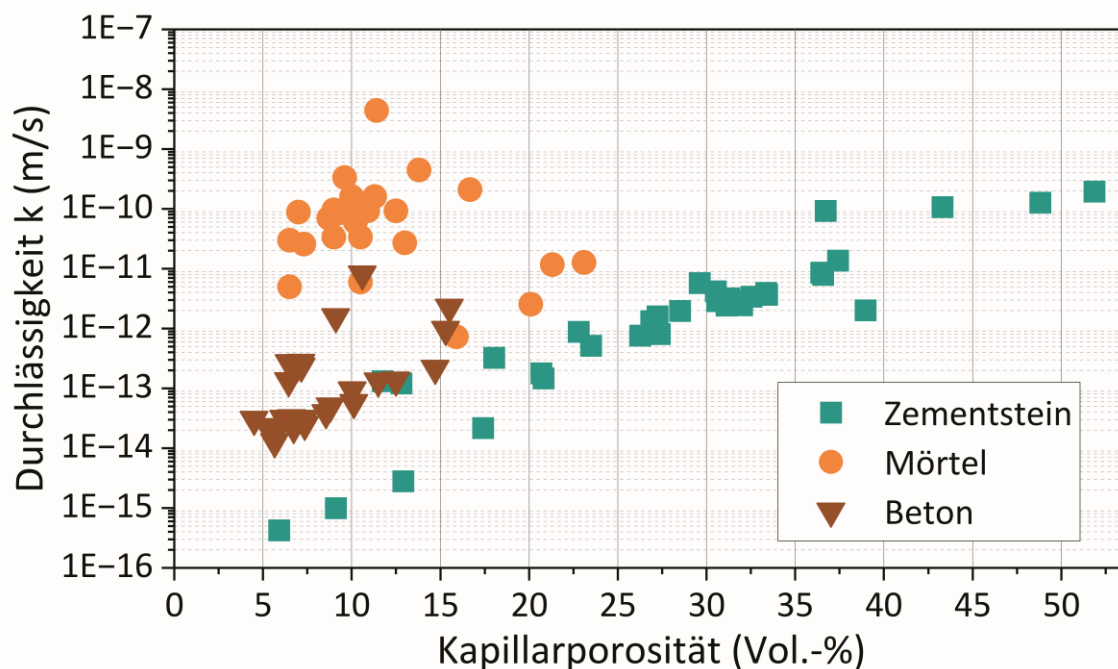


Abbildung 2.4: Durchlässigkeit k in Abhängigkeit von der Kapillarporosität für Zementstein, Mörtel und Beton aus Literaturdaten. Die Umrechnung von Gas- auf Wasserpermeabilität erfolgte über den von Jacobs (1994, S. 91) aufgestellten Zusammenhang; Porenvolumenfraktionen ab einem Porendurchmesser von 10 nm wurden als kapillaraktiv angenommen (Boel et al. 2008; Christensen et al. 1996; Cui und Cahyadi 2001; Gräf 1988; Jacobs 1994, S. 61; Powers 1958; Song und Kwon 2007)

Mithilfe der *Katz-Thompson*-Gleichung kann unter Verwendung von Porositätskennwerten, im Speziellen dem kritischen Porenradius (siehe 6.1.1.2), auf die Durchlässigkeit zementgebundener Baustoffe geschlossen werden (Ma 2014). Die Anwendbarkeit hängt jedoch stark vom w/z -Wert ab. El-Dieb und Hooton (1994) konnten für Zementsteine ($w/z = 0,25$ und $0,36$) und Betone ($w/z = 0,28-0,90$) keine gute Korrelation zwischen gemessenen und mithilfe der *Katz-Thompson*-Gleichung ermittelten Durchlässigkeitswerten feststellen. Christensen et al. (1996) führen diese Abweichung darauf zurück, dass der Leitfähigkeitsformfaktor in den Versuchen von El-Dieb und Hooton nicht experimentell bestimmt wurde. In ihren Versuchen wurde eine gute Übereinstimmung zwischen gemessenen und berechneten

Durchlässigkeiten von Zementstein festgestellt (Christensen et al. 1996). Halamickova et al. (1995) konnten für Mörtel und Zementsteine eine gute Korrelation für w/z -Werte von 0,5 feststellen, während bei niedrigeren w/z -Werten die Durchlässigkeit rechnerisch überschätzt wurde. Eine Auswertung von Literaturdaten zeigte, dass die Durchlässigkeit besser über den Grenzporenradius als über den kritischen Porenradius ermittelt werden kann (Sakai 2020). Die an zementgebundenen Baustoffen ermittelten Durchlässigkeiten hängen von der Porosität und Porenstruktur ab, sodass die Methode mit der diese Kennwerte ermittelt werden, einen Einfluss auf die ermittelte Permeabilität hat (Jiang et al. 2022). Dies ist bei der Bewertung zu berücksichtigen.

Die Transportprozesse zementgebundener Baustoffe finden im Porenraum der Bindemittelmatrix statt. Entsprechend lassen sich die Poren hinsichtlich ihrer Zugänglichkeit für eindringende Flüssigkeiten einteilen. In Abbildung 2.5 sind schematisch verschiedene Poren im Querschnitt eines zementären Systems dargestellt. Die isolierten Poren (1) haben keinen Zugang zur Außenseite des Materials während die Poren (2), (3), (4), (5) und (6) offen sind. Die offenen Poren lassen sich in durchgängige Poren (6) mit zwei offenen Enden (5) und Sackporen wie (2) und (3) einteilen. Zusätzlich kann auch die Form als Klassifizierung herangezogen werden. So können zylindrische Poren (3) bzw. (5), Flaschenhalsporen mit verengtem Öffnungsbereich oder auch trichterförmige Öffnungen (4) unterschieden werden. Die in Abbildung 2.5 dargestellten Erscheinungsformen von Poren können auf Kapillarporen in zementgebundenen Baustoffen übertragen werden, während die matte Bindemittelmatrix den Bereich darstellt, in dem auch die Gelporen angesiedelt sind.

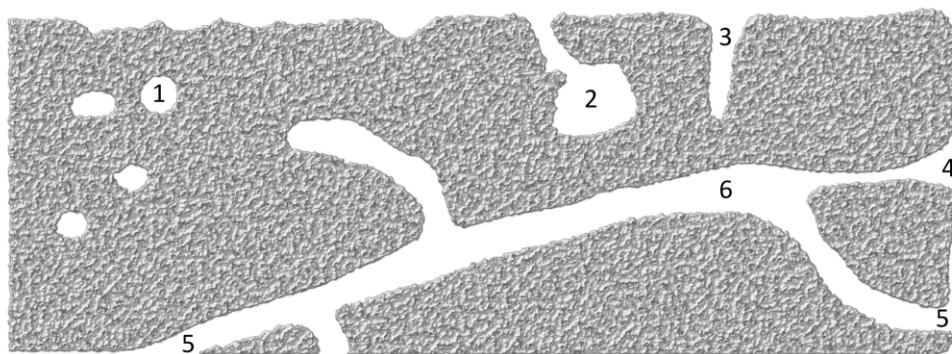


Abbildung 2.5: Schematische Darstellung der Porenarten hinsichtlich ihrer Zugänglichkeit (nach Rouquerol et al. 1994)
Erläuterungen siehe Text

Frische zementgebundene Baustoffe sind nahezu wassergesättigt (Lunk 1997, S. 50). Insbesondere im Baugrund ist eine Abgabe von überschüssiger Feuchtigkeit an die Umgebung unterbunden. Vielmehr wird Wasser durch Absorption und ggf. kapillare Wasseraufnahme aufgenommen. Durch die voranschreitende Hydratation verändert sich neben dem Porengefüge auch der Feuchtehaushalt in zementgebundenen Baustoffen. Bei wassergelagerten Betonen mit variierenden w/z -Werten ist eine Abnahme der relativen Feuchtigkeit auch im Nahbereich der exponierten Oberfläche festgestellt worden. Die Abnahme der beobachteten relativen Feuchtigkeit ist umso ausgeprägter, je niedriger die w/z -Werte der untersuchten Betone sind. (Persson 1997) Ursächlich hierfür ist die Selbstaustrocknung infolge der ablaufenden Hydratationsprozesse im Inneren des Gefüges. Für das Eindringen von Wasser in den Porenraum spielt das Druckgefälle, die geometrische Größe des vernetzten Porenraumes sowie die physikalischen

Eigenschaften des Porenraumes eine Rolle (Chatterji 2004). Ab einer relativen Feuchte von mehr als 95 % finden Stofftransportprozesse in Baustoffen in der flüssigen Phase statt (DIN EN ISO 15148:2018-12).

Der Transport gelöster Teilchen im Porenraum zementgebundener Baustoffe erfolgt durch Permeation, Diffusion oder Kapillarität (Neville 2011, S. 486). Die Permeation beschreibt die Durchströmung eines Porenraumes bei einem externen Druckunterschied. Für geotechnische Elemente, welche im Grundwasser errichtet werden, ist die Permeation infolge eines hydraulischen Gefälles ein möglicher Transportprozess. Diffusion gelöster Teilchen in Gasen oder Flüssigkeiten erfolgt aufgrund eines Konzentrationsunterschiedes. Für zementgebundene Baustoffe im Grundwasser ist der Porenraum der Randzone wassergesättigt und die Diffusion der maßgebende Transportprozess (Siebert und Gerlach 2018, S. 923). Die Kapillarität umfasst den Transport von Flüssigkeiten und darin gelöster Teilchen infolge wirkender Kapillarkräfte.

Diffusion

Diffusion beschreibt den Teilchenstrom durch molekulare Bewegungen infolge eines Gradienten des chemischen Potentials der betrachteten Spezies, welcher sich vereinfacht auf Konzentrationsunterschiede zurückführen lässt und in Richtung geringerer Konzentrationen gerichtet ist. Diffusionsvorgänge lassen sich im stationären Fall allgemein durch das 1. *Fick'sche* Gesetz nach Gleichung (2-4) darstellen (Menéndez et al. 2013, S. 11). Der Teilchenstrom der Spezies i hängt vom Konzentrationsgefälle Δc_i und dem Diffusionskoeffizienten D^i ab.

$$J^i = -D^i \frac{\delta c_i}{\delta x} = -D^i \Delta c_i \quad (2-4)$$

J^i	Teilchenstrom in (mol/(m ² s))
D^i	Diffusionskoeffizient der Spezies i in (m ² /s)
c_i	Teilchenkonzentration in (mol/m ³)
Δc_i	Konzentrationsgefälle in (mol/m ⁴)
x	Weg in (m)

Die Diffusion mehrerer Spezies in einem gesättigten, zementären Porenraum ist deutlich komplexer als in Gleichung (2-4) dargestellt. Die verschiedenen Teilchen haben entsprechend ihrer unterschiedlichen Ladungen abweichende Diffusionsgeschwindigkeiten. Eine einfache Möglichkeit gekoppelten diffusiven Stofftransport zu beschreiben, bietet die Aufstellung eines gemeinsamen Diffusionskoeffizienten für alle vorhandenen Spezies (Gunstmann 2007, S. 21). Die erweiterte *Nernst-Planck*-Gleichung erfasst den diffusiven Teilchenstrom unter Berücksichtigung der Beweglichkeit der einzelnen Spezies infolge eines aufgetragenen elektrischen Feldes (Samson et al. 2003). Zur Beschreibung der Erscheinungsformen von Diffusionsvorgängen existieren verschiedene Modelle, die die Komplexität der wirkenden Mechanismen beispielsweise in heterogenen porösen Medien abbilden (Tartakovsky und Dentz 2019).

In zementgebundenen Baustoffen findet Diffusion im offenen Porenraum statt. In diesem unterscheiden sich die Diffusionskoeffizienten der Teilchen von den Diffusionskoeffizienten in freier Lösung D_0 . Es handelt sich um effektive Diffusionskoeffizienten D_{eff} , welche teilchen- und auch materialspezifisch sind. Es existieren verschiedene Verfahren zur Bestimmung der effektiven Diffusionskoeffizienten von zementgebundenen Baustoffen. Dabei kann man unterscheiden zwischen Verfahren mit stationären und instationären Randbedingungen (Schmidt-Döhl 2013, S. 312). Häufig wird die Diffusion von Chlorid und Kohlendioxid ermittelt, da diese Bewehrungskorrosion auslösen können und folglich unter

Dauerhaftigkeitsaspekten von Stahlbetonbauwerken als kritisch einzustufen sind. Eine Übersicht über Modelle zur Beschreibung von Diffusionsvorgängen und experimentelle Untersuchungen zur Bestimmung des Diffusionskoeffizienten in gesättigten Zementsteinen findet sich in (Patel et al. 2016).

Wird die freie Weglänge der diffundierenden Teilchen aufgrund der Enge des Porenraumes unterschritten, kommt es zu Zusammenstößen der Teilchen mit den Porenwänden (Sercombe et al. 2007). Die dadurch auftretende Verringerung der effektiven Diffusionsgeschwindigkeit wird als *Knudsen*-Effekt bezeichnet (Zhang et al. 2016). Dieser Effekt hängt stark von der Porengeometrie und Größe sowie von der relativen Feuchte in diesen Poren ab (Strangfeld 2021). Mit zunehmender Feuchte und damit verbundener Benetzung der Porenwandung wird der *Knudsen*-Effekt verstärkt und die Diffusion von Gasteilchen verringert (Zhang et al. 2016). In gesättigten Poren findet keine *Knudsen*-Diffusion statt (Strangfeld 2021). In freier Lösung ist die freie Weglänge diffundierender Teilchen deutlich reduziert und etwa so groß wie das Teilchen selbst. Da übliche zementgebundene Baustoffe niemals gänzlich wassergesättigt sind, kann die Berücksichtigung des *Knudsen*-Effektes sinnvoll sein. Insbesondere im Porengrößenbereich von 2 bis 50 nm ist die *Knudsen*-Diffusion der dominierende Transportmechanismus (Malek und Coppens 2003).

Die Diffusion von Teilchen ist temperaturabhängig. Für niedrige Temperaturbereiche ist die Geschwindigkeit, mit der dieser Prozess abläuft, verlangsamt. Ursächlich für die abnehmende Teilchenbewegung ist u. a. die Zunahme der Viskosität der Flüssigkeit, welche den Reibungswiderstand erhöht (Gunstmann 2007, S. 28). Die physikalischen Eigenschaften natürlicher Grundwässer unterscheiden sich aufgrund der vorherrschenden Temperatur von den in Modellen zugrunde gelegten Flüssigkeiten (Hölting und Coldey 2013, S. 122). Zudem bewirken gelöste Ionen im Grundwasser eine von ihrer Konzentration abhängige Änderung der physikalischen Eigenschaften wie die Oberflächenspannung, Dichte und Viskosität (Rucker-Gramm 2008, S. 57). Die Porenlösung hat aufgrund ihrer Zusammensetzung ebenfalls eine von reinem Wasser abweichende dynamische Viskosität (siehe 2.1.3.3). Gelöste Ionen haben im Porenraum unterschiedliche Beweglichkeiten. Daher unterscheiden sich die Diffusionsraten unterschiedlicher Spezies in erhärtetem, gesättigten Zementstein und hängen insbesondere vom assoziierten Gegenion ab (Ushiyama und Goto 1974).

Permeation

In einem vollständig gesättigten Porenraum kann sich aufgrund von Druckunterschieden eine stationäre, hydraulische Strömung einstellen. Diese Permeation findet in den Kapillarporen statt (Neville 2011, S. 486) und ist für die Randbedingungen von Gründungsvarianten als laminar anzusehen (Fehlhaber 1994, S. 19). Sie lässt sich mithilfe der *Darcy*-Gleichung beschreiben (Zhang et al. 2016).

$$Q = A \cdot \frac{k}{\eta} \cdot \frac{\Delta p}{l} \quad (2-5)$$

Q	Durchfluss in (m ³ /s)
A	durchströmte Fläche in (m ²)
k	Durchlässigkeitsbeiwert in (m/s)
η	dynamische Viskosität des Wassers in (Pa·s)
Δp	Druckdifferenz in (Pa = N/m ²)
l	Fließlänge in (m)

Die dynamische Viskosität des Wassers ist temperaturabhängig und beträgt für Temperaturen des Grundwassers ($\vartheta = 10\text{ °C}$) $1,3077 \cdot 10^{-3}\text{ Pa}\cdot\text{s}$ (Mattheß 1994, S. 12). Der Durchfluss Q entspricht dabei dem über den Bauteilquerschnitt gemittelten Durchfluss und nicht dem tatsächlichen Durchfluss in der Querschnittsfläche des Porenraumes (Fehlhaber 1994, S. 19). Für teilgesättigte poröse Feststoffe ist die *Darcy*-Gleichung gleichermaßen gültig (Amelung et al. 2018, S. 287) und kann unter Berücksichtigung der von Buckingham (1907) aufgestellten Zusammenhänge zur Durchlässigkeit ungesättigter Böden auch für zementäre Materialien angewendet werden (Zhang et al. 2016). Der mehrdimensionale, laminare Durchfluss in Betonen lässt sich allerdings nicht mit den Gesetzmäßigkeiten nach *Darcy* beschreiben (Kaboudan et al. 2021). Gelöste Teilchen werden durch die permeierende Flüssigkeit mittransportiert. Man spricht in diesem Fall vom sogenannten Huckepacktransport.

Kapillarer Stofftransport

Kapillarer Stofftransport findet im ungesättigtem Porenraum statt. Treibendes Potential sind Kapillarkräfte p_k , die sich aufgrund der Grenzflächenspannung σ zwischen Luft, Porenwasser und Porenwandung und dem Benetzungswinkel θ in einer idealisiert zylindrischen Pore nach Gleichung (2-6) einstellen (Dullien 1992, S. 129). Die gekrümmte Flüssigkeitsoberfläche kann konvex ($\theta > 90^\circ$) oder konkav ($\theta < 90^\circ$) sein. Wasser hat einen Kontaktwinkel $0^\circ < \theta < 90^\circ$ und benetzt daher den Zementstein bzw. den Beton (Fehlhaber 1994, S. 19). Der zum Krümmungszentrum gerichtete, resultierende Kapillardruck erzeugt bei der in der Kapillare anstehenden Flüssigkeit eine Zugspannung, welche zum Kapillartransport führt. In der Flüssigkeit gelöste Teilchen werden auf diese Weise wieder per Huckepacktransport in den Porenraum mittransportiert.

$$p_k = \frac{2}{r} \cdot \sigma \cdot \cos \theta \quad (2-6)$$

p_k	Kapillarkraft in (N·m)
r	Radius der Kapillare (Pore) in (m)
σ	Oberflächenspannung der Flüssigkeit in (N/m)
θ	Kontaktwinkel in ($^\circ$)

Wird der Wassernachschub im Porensystem unterbunden wird der Kapillartransport nicht gestoppt, sondern das in den Poren befindliche Wasser unter veränderten Transportbedingungen im Porengefüge umgelagert (DIN EN ISO 15148:2018-12). Die Umlagerung erfolgt hin zu kleineren Poren, da in ihnen aufgrund der geringeren Radien höhere Kapillarkräfte wirken. Die Transportprozesse und Durchlässigkeit von zementgebundenen Baustoffen hängen überwiegend von dessen Kapillarporenbereich ab (Aligizaki 2006, S. 10; Navi und Pignat 1996; Powers 1958). In der Literatur finden sich unterschiedliche Angaben zur Einordnung der kapillaraktiven Poren. So geben Ehrenberg et al. (1996) eine kapillaraktiven Porenradius ab 100 nm an. Nach Cui und Cahyadi (2001) sind Poren mit einem Radius von 5 nm bereits den Kapillarporen zuzuschreiben. Eine Obergrenze der Kapillaraktivität für Stofftransportprozesse wird bei Porenradien mit 100 μm angenommen (Künzel 1994, S. 13).

Transportprozesse in zementgebundenen Baustoffen sind veränderlich über die Zeit. Ursächlich sind zum einen Selbstabdichtungsprozesse des Zementsteines und zum anderen die Interaktion zwischen den in flüssiger Phase enthaltenen Spezies und den vorhandenen Hydratphasen.

Für die Selbstabdichtung existieren in der Literatur unterschiedliche Ursachen. Neben der Verringerung des Porenraumes infolge der Hydratation kann es bei partieller Mikrorissbildung zur Freilegung reaktiver

unhydratisierter Zementklinkerrelikte kommen, welche bei Kontakt mit Wasser nachhydratisieren (Hall et al. 1993). Die Wechselwirkung zwischen Zementgel und eindringendem Wasser sorgt für die Reduzierung des kapillaraktiven Porenraumes, da dieses Wasser im Gelporenraum gebunden wird und ein Quellen hervorruft (Rucker-Gramm 2008, S. 154–155). Das Quellen der C-S-H-Phase und die damit verbundene Porenraumverfeinerung wird als maßgebliche Ursache für die geringe Wasserdurchlässigkeit zementgebundener Baustoffe betrachtet (Zhou et al. 2017).

Chemisch beanspruchte zementgebundene Baustoffe werden durch die Exposition in ihren Transporteigenschaften in unterschiedlicher Weise verändert. Bei lösenden Angriffsszenarien werden Hydratphasen aus der Bindemittelmatrix gelöst. In der Folge vergrößert sich die Porenstruktur und Transportvorgänge können erleichtert bzw. beschleunigt werden (Gallé et al. 2004; Goedeke 2018, S. 94–96; Haga et al. 2005; Phung et al. 2016). Einen Sonderfall stellt der Angriff kalkaggressiver Kohlensäure im Grundwasser dar, welche bei Portlandzementen zunächst zu einer Verdichtung der Porenstruktur und dadurch zu einer temporären, von den Randbedingungen des Angriffs abhängigen Dämpfung der Transportprozesse der chemisch und physikalisch veränderten Bindemittelmatrix führt (Hof et al. 2002; Matteo et al. 2018; Schwotzer et al. 2010). Bei treibendem Angriff wird durch die Bildung expansiver neuer Phasen die Integrität des Baustoffes durch Risse zerstört. Dadurch ergeben sich Wegigkeiten, welche die Transportprozesse für angreifende Stoffe beschleunigen können. In der Frühphase eines treibenden Sulfatangriffs nimmt die Permeabilität durch Phasenneubildung im Kapillarporenbereich ab (Müllauer 2013, S. 80). Die Ausbildung eines Netzwerkes aus Rissen führt bei entsprechenden Feuchterandbedingungen zur Änderung des maßgeblichen Transportmechanismus, sodass der Angriff nicht mehr diffusionsgesteuert stattfindet (Brown und Hooton 2002). Die Rissbildung bei treibenden Angriffen setzt allerdings eine entsprechende Verformbarkeit und das Fehlen einer die Rissbildung hemmenden Zwängung voraus.

2.1.4.4 Modelle zur Beschreibung des Zementsteingefüges

Um die Verformung und Festigkeit von zementgebundenen Baustoffen aber auch Transportphänomene auf der Nanoebene zu beschreiben, existieren verschiedene sogenannte Zementsteinmodelle. Wesentlicher Einflussfaktor auf die physikalischen und technischen Eigenschaften des Zementsteins ist das in ihm enthaltene und in unterschiedlicher Weise gebundene Wasser (Locher 2000, S. 270). Allen Zementsteinmodellen liegt die Beschreibung der Gelphase im Zementstein bzw. die Struktur der C-S-H-Phasen zugrunde. Nachfolgend werden Zementsteinmodelle verschiedener Autoren und ihre wesentlichen Annahmen und Randbedingungen vorgestellt.

Gemäß dem *Powers-* oder auch *Powers-und-Brownyard-*Modell besteht Zementstein aus unhydratisiertem Zementklinker, Poren und dem sogenannten Zementgel. Letzteres setzt sich zusammen aus kristallinem Calciumhydroxid und kolloidalen Partikeln mit einer amorphen, geschichteten Struktur, welche im kristallinen Zustand Tobermorit gleicht. Das enthaltene Wasser im Zementstein wird zwischen verdampfbarem und nicht verdampfbarem, in den Gelphasen chemisch gebundenem Wasser unterschieden. Das verdampfbare Wasser wird auch als freies Wasser bezeichnet und befindet sich in den Kapillarporen bzw. wird an der Oberfläche der Gelpartikel absorbiert. Aus den Modellvorstellungen lassen sich die volumetrischen Anteile der Gel- und Kapillarporen sowie der gebildeten Hydratationsprodukte und des unhydratisierten Zementklinkers in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad und dem initialen w/z -Wert ermitteln. (Brouwers 2004; Powers 1960). Hansen (1986) gibt aufbauend auf dem Zementsteinmodell von *Powers* für übliche Portlandzemente allgemein gültige Kennzahlen zur Berechnung der Volumenanteile an. Danach ist zum Erreichen der vollständigen Hydratation ohne externe Wasserverfügbarkeit ein w/z -Wert von 0,42 erforderlich. Bei vorhandenem Wasserangebot beläuft sich der w/z -Wert zur Erreichung des maximalen Hydratationsgrades auf 0,36. (Hansen 1986)

Das Zementsteinmodell nach Feldman und Sereda (1968, 1970) baut auf den Ergebnissen von Wasserdampfsorptionsmessungen auf. Die Gelpartikel des Zementsteines sind ungeordnet und dreidimensional sowie schichtenartig aufgebaut. Das Wasser kann aus dem Kapillarporenraum in diese Schichten eindringen und wird als Zwischenschichtwasser gebunden. Die Schichten bestehen aus Tobermorit-Partikeln, die parallel verlaufen oder über Festkörperkontakt verbunden sind. Dieser Kontakt entsteht aufgrund externer und interner Drücke und ist im Gegensatz zu den Verflechtungen der Hydratphasen infolge chemischer Reaktion nach einer Beschädigung erneuerbar. (Feldman und Sereda 1968) Zwischenschichtwasser und Porenwasser werden in diesem Modell nicht getrennt betrachtet. Der Raum zwischen den Gelschichten entspricht dem Gelporenraum des Powers-Modells, wird jedoch nicht der Porosität der Zementsteinmatrix zugeordnet. Dies zeigt sich in Unterschieden der spezifischen Oberfläche der Gelphasen der experimentellen Untersuchungen beider Modelle. Da Stickstoffmoleküle nicht in kleine Poren eindringen beträgt die mit diesem Gas ermittelte spezifische Oberfläche nur etwa 10 % der mittels Wasserdampfsorption erfassten Oberfläche (Feldman und Sereda 1968, 1970). Eine Erweiterung des Feldman-und-Sereda-Modells ist das Modell von Daimon et al. (1977). Das C-S-H-Gel ist in diesem ebenfalls in Schichten aufgebaut, jedoch wird dessen Porosität in zwei Arten aufgeteilt. Zum einen bilden die kolloidalen Gelpartikel von ihnen umschlossene Poren aus. Zum anderen befinden sich innerhalb der Gelpartikel Hohlräume, welche äußerst feinporig sind. Diese lassen sich unterscheiden in den Porenraum innerhalb der Zwischenräume der Gelschichten, welche auch von Feldman und Sereda (1968) beschrieben werden, und in den Porenraum, der von geschichteten C-S-H-Phasen durch Festkörperkontakt umschlossen wird. (Daimon et al. 1977)

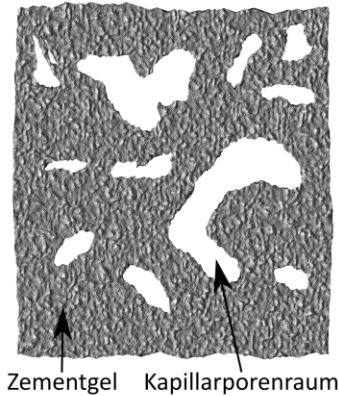
Das Münchner-Modell nach Wittmann (1977) beschreibt die Gelphasen im Zementstein als kolloidales Partikelsystem, welches netzartig aufgebaut ist und durch Oberflächenenergien miteinander verbunden sind. Die Gelpartikel sind an nur wenigen Stellen in direktem Kontakt. Ihre Schichten sind überwiegend durch Van-der-Waals-Kräfte miteinander verbunden. (Wittmann 1977, S. 57) Dringt Wasser in diese Gelschichten ein, erzeugt die Benetzung der Oberfläche einen Spaltdruck, der die vorherrschenden Verbindungen lockern kann und die Oberflächenenergie vermindert (Wittmann 1977, S. 79–80).

Das Zementsteinmodell nach Jennings-und-Tennis (Jennings und Tennis 1994; Tennis und Jennings 2000) ermöglicht die Berechnung der Anteile an Haupthydratphasen sowie der Kapillar- und Gelporosität anhand stöchiometrischer Überlegungen zur Reaktion der Klinkerminerale nach Taylor (1987). Eine Erweiterung des Modells postuliert anhand von Stickstoffsorptionsmessungen eine Klassifizierung der C-S-H-Phase in eine Konfiguration mit niedriger Dichte (*low density* – LD), welche von den Messungen erfasst werden kann, und eine C-S-H-Phase mit hoher Dichte (*high density* – HD), in welche Stickstoff im Gegensatz zu Wasser nicht eindringt. Mit zunehmendem w/z-Wert des Zementsteins nimmt der Anteil der LD C-S-H-Phasen am Gesamtbestand der Gelphasen zu. (Tennis und Jennings 2000) Mit zunehmender Feinheit des Portlandzementes werden vermehrt C-S-H-Phasen niedriger Dichte gebildet, während die mineralische Zusammensetzung lediglich bei höheren w/z-Werten einen Einfluss auf deren Mengenanteil hat und eine Erhöhung bewirkt (Kurihara und Maruyama 2022). Das Modell wurde im Laufe der Zeit weiter verfeinert. Die C-S-H-Phasen bestehen aus einer Grundeinheit, welche aus Calciumsilicathydraten, die den Mineralen Jennit und Tobermorit ähneln, aufgebaut sind. Diese Grundeinheit schließt sich zu kugelförmigen Agglomeraten zusammen, aus denen die C-S-H-Phasen mit niedriger und hoher Dichte gebildet werden. (Jennings 2000) Mit zunehmendem Alter der C-S-H-Phasen findet eine Verdichtung des Gelgerüsts statt, bei welchem der Grad der Vernetzung der kolloidalen Partikel zunimmt. Durch Trocknung und der damit verbundenen Abgabe von in den Gelpartikeln gebundenem Wasser, werden insbesondere die C-S-H-Phasen niedriger Dichte dichter und der Vernetzungsgrad nimmt zu. Ebenso führt Kriechen und Schwinden von Zementstein im Jennings-und-Tennis-Modell zu einer Verschiebung der C-S-H-Phasen

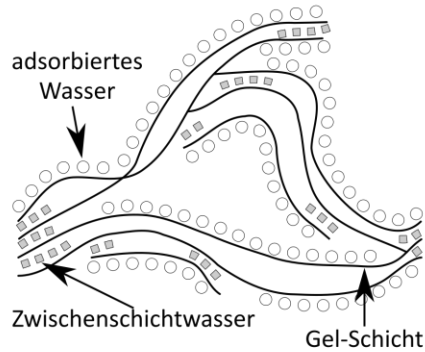
niedriger Dichte hin zu einer optimierten Packung. (Jennings 2004) Die neuste Fassung des Modells beschreibt die kugelförmig angehäuften C-S-H-Phasen als in definierten Mustern angeordnet, zwischen denen sich große und kleine Gelporen ausbilden. Die Gelpartikel weisen zudem eine innere Porosität in den Zwischenschichtstrukturen auf. (Jennings 2008) Außerhalb dieser aus Gelpartikeln geformten C-S-H-Einheiten liegt der Kapillarporenraum (Pinson et al. 2015).

In Abbildung 2.6 sind die gängigen Zementsteinmodelle vereinfacht grafisch dargestellt. Sie unterscheiden sich in der Interpretation des Zementgels bzw. der C-S-H-Phasen und seiner Struktur. Für die Aufnahme von Wasser spielt die Zuordnung von Porenräumen innerhalb dieser Gelphase eine entscheidende Rolle. Das Modell nach *Powers-und-Brownyard* besteht aus Kapillarporen und dem Zementgel inklusive seiner Gelporen. Der Zementstein ist nach den Modellvorstellungen von *Feldman-und-Sereda* aus geschichteten C-S-H-Partikeln aufgebaut, welche an der Oberfläche Wasser adsorbieren können. Des Weiteren wird zwischen diesen Gel-Schichten Wasser gebunden. Die innere Oberfläche der Gel-Schichten wird in diesem Modell nicht zur Porenoberfläche des Zementsteins gezählt. Das Modell nach *Wittmann* basiert auf kolloidalen Zementgel-Partikeln, welche an ihrer Oberfläche Wasser adsorbieren. Dies ist mit Schwind- und Quellvorgängen des Zementsteines assoziiert. Die obigen Modelle und weitere werden u. a. in Beaudoin und Brown (1992) und Beaudoin und Odler (2019, S. 205–224) verglichen und diskutiert. Das Modell nach *Jennings-und-Tennis* beruht auf basalen Grundeinheiten, welche aus Tobermorit- und Jennit-ähnlichen Phasen aufgebaut ist, und welche sich kugelförmig agglomerieren. Innerhalb der schichtenförmig aufgebauten Grundeinheiten existiert eine innere Gelporosität sowie Zwischenschichtwasser. An der Oberfläche wird abhängig von der relativen Feuchtigkeit ebenfalls Wasser adsorbiert. Die Agglomerationen formen C-S-H-Einheiten, welche mit niedriger und hoher Dichte im Zementstein vorkommen.

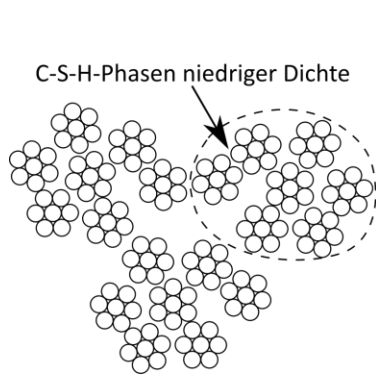
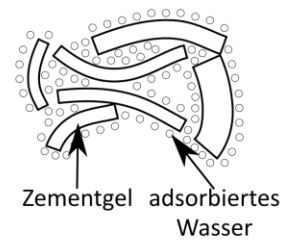
Powers und Brownyard



Feldman und Sereda



**Wittmann
Münchner Modell**



Jennings und Tennis

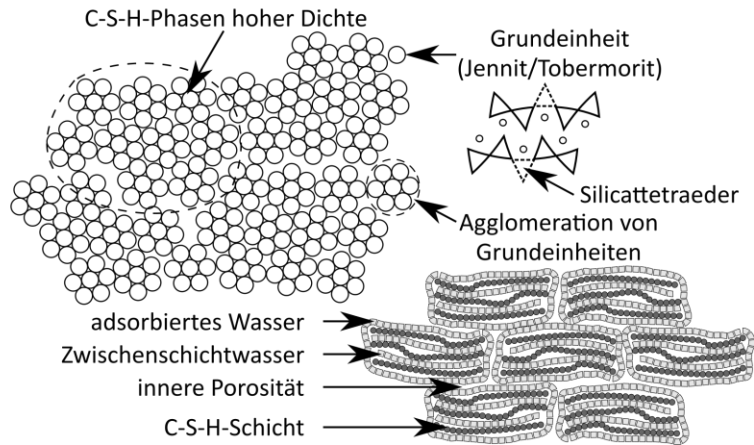


Abbildung 2.6: Schematische Darstellung der Zementsteinmodelle nach Powers-und-Brownyard, Feldman-und-Sereda, Wittmann und Jennings-und-Tennis; eigene Darstellung in Anlehnung an (Feldman und Sereda 1970; Jennings 2000, 2008; Powers 1960; Wittmann 1977, S. 80)

2.2 Betontechnologische Besonderheiten geotechnischer Elemente

2.2.1 Einleitung

Die Ausführungen in den folgenden Abschnitten umreißen die betontechnologischen Besonderheiten bei der Herstellung geotechnischer Elemente aus zementgebundenen Baustoffen. Herstellbedingt kommt es zu einer Interaktion zwischen Baugrund und Frischbeton bzw. Zementsuspension. Diese Interaktion kann mit Filtrationseffekten oder dem Bodeneintrag in das herzustellende Bauteil verbunden sein.

Im Hochbau ist der junge Beton nach dem Einbringen und Verdichten des Frischbetons nach DIN EN 13670:2011-03 in Verbindung mit DIN 1045-3:2012-03 und DIN 1045-3 Berichtigung 1:2013-07 innerhalb der ersten Tage nachzubehandeln. Dies dient unter anderem der Sicherstellung einer ausreichenden Festigkeit und Dauerhaftigkeit der Betonrandzone sowie dem Schutz vor Austrocknung und Beschädigung. Bei der Errichtung geotechnischer Elemente erfolgt die Nachbehandlung auf natürliche Weise im

Baugrund mit niedrigen Umgebungstemperaturen und – unterhalb des Grundwasserspiegels – einem stetigen Feuchteangebot. Diese Randbedingungen können die Eigenschaften des erhärteten Baustoffes beeinflussen.

2.2.2 Einflüsse aus der Herstellung im Boden

2.2.2.1 Filtration

Die Filtration beschreibt das Trennen der festen Phase von der flüssigen Phase einer Suspension. Das Filtrieren des Grundwassers durch Kies- und Sandböden ist ein bekannter natürlicher Prozess. Die Durchlässigkeit von Böden wird durch die Verteilung und Größe der enthaltenen Poren bestimmt. In der Bodenmechanik wird die Filterwirkung zweier grobkörniger Böden mit unterschiedlicher Kornverteilung über Filterregeln bewertet. Hierzu werden die Korngrößenverteilungen der Böden herangezogen und die geometrische Beziehung der Korngrößen d der Böden aufgestellt. Je nach Ungleichförmigkeit des Bodens, welche über $C_U = d_{60}/d_{10}$ definiert ist (von Soos und Engel 2017, S. 146), können verschiedene Filterregeln die Filter- und Suffusionsstabilität nachweisen. Die Filterregel nach *Terzaghi* gilt für Böden mit $C_U < 2$ und sieht eine Filterwirkung vor, wenn der Korndurchmesser bei 15 % Siebdurchgang des gröbereren Bodens kleiner ist als der 4-fache Korndurchmesser bei 85 % Siebdurchgang des feineren Bodens. Die Filterregel nach *Cistin/Ziems* ist für Böden mit $2 < C_U < 20$ zum Nachweis der Filterwirkung anzuwenden. (von Soos und Engel 2017, S. 166–167) Ziel ist die Sicherstellung einer ausreichenden Durchlässigkeit bei gleichzeitiger Vermeidung einer Ausspülung des Füllkorns (Suffusion). Die Filterregeln können auch für Zementsuspensionen angewendet werden und ermöglichen die Abschätzung, ob die Partikel aus der Suspension in den umgebenden Baugrund eindringen können oder nicht. Bei ausbleibender Penetration der Zementpartikel in den umgebenden Baugrund, kommt es beim Verpressen zur Verdichtung des Baugrundes und des Verpressgutes. Die Verpressbarkeit von Zementsuspensionen hängt von unterschiedlichen Faktoren ab und können neben einfacher geometrischer Betrachtung zwischen Boden und Baustoff auch durch Ansätze beschrieben werden, welche die zeitlich veränderlichen Eigenschaften des Baustoffes und des Bodens berücksichtigen (Kim et al. 2009).

In der Interaktion zwischen noch nicht erhärtetem Baustoff und Boden können nichtbindige Böden als Filtermedium fungieren. Dadurch kann das Anmachwasser aus dem im Baugrund eingebrachten Frischbeton oder aus Zementsuspensionen ausgefiltert werden. Grundsätzlich sedimentieren die Feststoffpartikel in Suspensionen im Laufe der Zeit in Abhängigkeit von der Dichte. Jedoch vollzieht sich das Absetzen der Zementpartikel in einer gleichmäßig dispergierten Portlandzementsuspension infolge der Einwirkung der Schwerkraft nur langsam (King und Raffle 1976). Bei Beginn von Filtrationsprozessen spielt eine vorausgegangene Sedimentation jedoch üblicherweise keine Rolle (Bürger et al. 2001). Allgemein nimmt im Zuge der Filtration der Anteil an Feststoffpartikeln pro Volumeneinheit der Suspension zu, da der Anteil der flüssigen Phase abnimmt. Ein physikalisches Modell zur Beschreibung der Filterkuchenbildung von Suspensionen infolge einer externen Druckaufbringung beschreiben Bürger et al. (2001). In der mechanischen Verfahrenstechnik ist die Filtration unter Ausbildung eines Filterkuchens ein gängiges Verfahren. Eine Berechnung des zeitlichen Verlaufs und die Entwicklung der Dicke des Filterkuchens ist in Abhängigkeit seiner Kompressibilität mithilfe von analytischen Ansätzen möglich (Zogg 1993, S. 98–110). In Abbildung 2.7 ist die Entstehung eines Filterkuchens schematisch dargestellt. Infolge des Druckgefälles werden an der Oberfläche des Filtermediums Partikel zurückgehalten und die flüssige Phase passiert das Filtermedium.

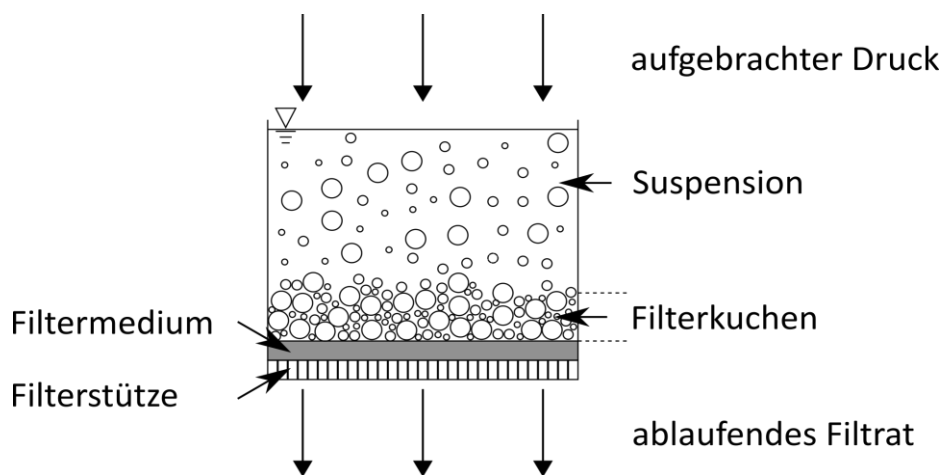


Abbildung 2.7: Prinzip des Aufbaus eines Filterkuchens infolge Filtration durch ein aufgebrachtes Druckgefälle

In der Kontakt- bzw. Übergangszone zwischen Boden und nicht erhärtetem Baustoff bilden Feststoffpartikel eine Schicht aus, welche mit der Zeit anwächst. Diese sich aufbauende Schicht wird als Filterkuchen bezeichnet. Die Partikel sind durch Kontaktbrücken miteinander verbunden und können effektive Spannungen übertragen (Domes 2015, S. 21). Mit zunehmender Schichtdicke wird der Filtrierweg des Anmachwassers versperrt und der Filterkuchen fungiert als Abtrennungsmittel der Feststoffpartikel. Das Wasserrückhaltevermögen zementgebundener Baustoffe und die Druckdifferenz zwischen Suspensionsoberfläche und Filtermedium bzw. der extern aufgebrachte Druck sind entscheidende Einflussgrößen für das Abfiltrieren von Anmachwasser. Zudem ist die Filtrationswirkung vom Baustoff – also Zementsuspension, Mörtel oder Beton – sowie vom jeweiligen Herstellungsverfahren abhängig. Zu unterscheiden ist die Herstellung von Bohrpfählen und Schlitzwänden, bei denen nur ein hydrostatischer Druck wirkt, und Verfahren des Spezialtiefbaus, bei denen die zementgebundenen Baustoffe mit Druck im Baugrund eingebracht werden. Hierzu zählen das Düsenstrahlverfahren aber auch Mikropfähle und insbesondere Verpressanker.

Suspensionen unter externem Druck

Der Verpressvorgang bei der Herstellung von Verpressankern in nichtbindigen Böden bewirkt ein Auspressen des Anmachwassers der Zementsuspension in die Poren des umgebenden Baugrundes (Wichter und Meiniger 2022, S. 15). Für w/z -Werte der Verpresssuspension von 0,4 und 0,5 nimmt Jessberger (1963) infolge der Filtration des Anmachwassers beim Verpressvorgang w/z -Werte zwischen 0,2 und 0,3 für den Verpresskörper an. Paproth und Paproth (1966) konnten bei der Herstellung verpresster Zugglieder ein Ausfiltern infolge des Verpressvorgangs beobachten. Bei der Herstellung in Berliner Sand wurde eine Zementsuspension mit Hochofenzement und einem w/z -Wert von 0,7 verwendet. Der freigelegte Verpresskörper hatte nach volumetrischen Berechnungen einen w/z -Wert von 0,3 nach dem Verpressen. An der Mantelfläche des Verpresskörpers waren zudem anhaftende bzw. verkittete Sandkörner festgestellt worden. Zudem war der Durchmesser des Verpresskörpers geringfügig gegenüber dem Nenndurchmesser des Bohrloches vergrößert. (Paproth und Paproth 1966) Die Vergrößerung des Verpresskörperumfangs wird maßgeblich von der Durchlässigkeit des anstehenden Baugrundes bestimmt. Ab einer Durchlässigkeit von 10^{-5} m/s findet neben der Bohrlochausdehnung zusätzlich auch ein Eindringen der Zementsuspension in den umgebenden Porenraum des Bodens statt. (Lee et al. 2012)

Um die Filtration von Zementsuspensionen abzubilden, wurden in experimentellen Untersuchungen neben den verfahrenstechnischen auch auf bodenmechanische Ansätze zurückgegriffen. Zum einen wurde die Konsolidierungstheorie nach *Terzaghi* (Kleyner und Krizek 1995; Picandet et al. 2011) zum anderen auch zweiphasige Filtrationsmodelle (Domes 2015; McKinley 1993) genutzt. Bei der Konsolidierungstheorie werden die aufgebrachten Drücke initial über das Porenwasser übertragen. Dieses Wasser befindet sich im Porenraum eines gesättigten Feststoffes (Boden), dessen Korngerüst sich verformt, wenn die aufgebrachte Spannung von diesem übertragen wird. (Schmidt et al. 2014, S. 135–136) Die Konsolidierungstheorie eignet sich zur Beschreibung der Materialeigenschaften des plastischen Filterkuchens. Allerdings ist ihre Anwendung auf die Randbedingungen wie Wassergehalt und aufgebrachter Verpressdruck der jeweiligen Versuche beschränkt bzw. ihre Übertragbarkeit auf abweichende Bedingungen unklar (Stohdieck und Benz 2014). Für den Filtrationsvorgang von Suspensionen ist die feste und flüssige Phase in einem Modell zu betrachten. Domes und Benz (2015) konnten ein Modell für die Herstellung von Verpressankern in nichtbindigen Böden validieren. Der entstandene Filterkuchen überträgt die aufgebrachten Radialspannungen in den angrenzenden Baugrund. Die Zementsuspension im Bohrloch wurde dabei über die komplette Verpressstrecke ausgefiltert. (Domes und Benz 2015) Dies deckt sich mit den Überlegungen von Mayer, der aufgrund der geringen Abmessungen von Verpresskörpern in der Praxis eine gleichmäßige radiale Ausfiltration postulierte. Da die Verpressdrücke über Suspensionssäulen übertragen werden, sorgt ein Nachschub an nicht ausgefilterter Suspension für einen Gradienten über die Länge und den Radius des Verpresskörpers (Mayer 1983, S. 66).

Die Filtration von Zementsuspensionen beruht auf einem komplexen Zusammenspiel verschiedener Phasen, welches in vorherigen Arbeiten experimentell überwiegend an Suspensionen aus Portlandzement untersucht wurde. Diese Filtrationsversuche untersuchten mit bodenmechanischen Methoden die Materialeigenschaften des noch nicht erhärteten Filterkuchens. Abbildung 2.8 zeigt die in der Literatur beschriebenen w/z -Werte nach Verpressen ($w/z_{\text{verpresst}}$) für unterschiedliche initiale w/z -Werte (w/z_{init}) sowie variierende Verpressdrücke. Zu beachten ist, dass sich die Versuchsrandbedingungen und die Bestimmung des Wassergehaltes des sich aufbauenden Filterkuchens unterscheiden. In der Abbildung sind die zulässigen w/z -Werte für die Ausführung von Verpressankern durch gefüllte Symbole dargestellt. Ebenso ist der gängige Druckbereich für die Herstellung hervorgehoben. Aus den Ergebnissen lässt sich ableiten, dass Suspensionen aus Portlandzement, welche einen zulässigen w/z -Wert für die Ankerherstellung haben, im Mittel durch Auspressen des Anmachwassers einen $w/z_{\text{verpresst}}$ von $0,29 \pm 0,02$ haben und dass die Höhe des Verpressdruckes keine maßgebende Einflussgröße darstellt. Bereits ab einem Verpressdruck von 2 bar werden vergleichbare $w/z_{\text{verpresst}}$ von $0,31 \pm 0,02$ erreicht.

Der Entwässerungsweg der Zementsuspension beeinflusst die erzielbaren w/z -Werte nach dem Verpressen. Je kleiner der Entwässerungsweg, desto niedriger sind die erzielbaren $w/z_{\text{verpresst}}$ -Werte. (Mayer 1983, S. 65–66) Die in früheren Arbeiten beschriebenen experimentellen Untersuchungen haben für den ausgefilterten Filterkuchen neben dem Wassergehalt auch Durchlässigkeitsbeiwerte k sowie den Konsolidierungsbeiwert c_v ermittelt. Tabelle 2.6 gibt eine Übersicht über die Spannweite der in der Literatur vorgestellten Ergebnisse. Die Untersuchungen von Domes zeigten, dass der Konsolidierungsbeiwert c_v nicht mit dem w/z -Wert der Suspension korreliert, jedoch mit Erhöhung des Verpressdruckes zunimmt (Domes 2015, S. 46). Niedrige $w/z_{\text{verpresst}}$ -Werte reduzieren die Durchlässigkeit des Filterkuchens (Picandet et al. 2011).

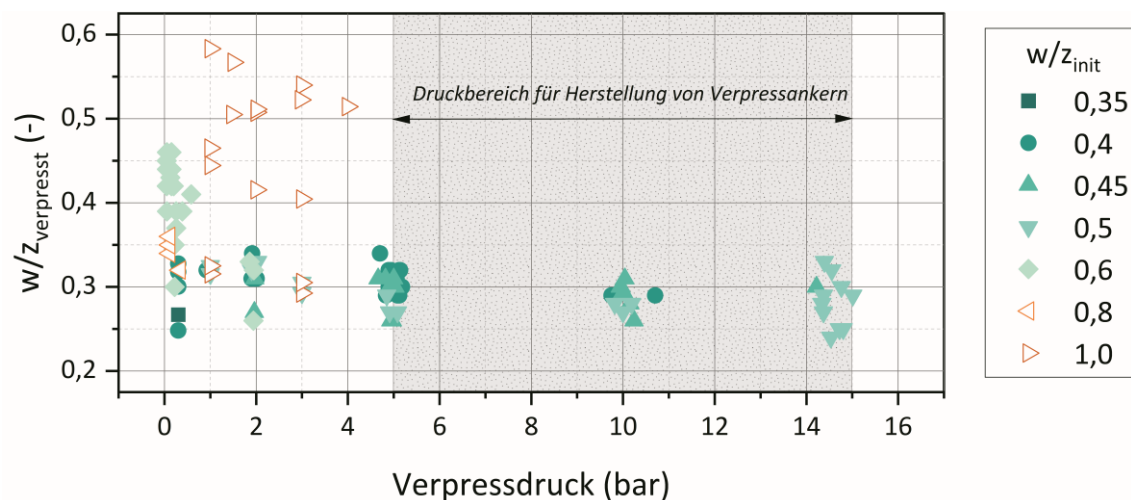


Abbildung 2.8: Literaturwerte für w/z-Werte nach dem Verpressen aus experimentellen Laboruntersuchungen bei variierenden Verpressdrücken für verschiedene w/z-Werte der Zementsuspension; gefüllte Symbole: zulässige w/z-Werte für Verpressanker; leere Symbole: außerhalb des zulässigen Bereichs; Werte entnommen aus (Domes 2015, S. 156–157; Kleyner und Krizek 1995; Mayer 1983, S. 65; McKinley 1993, S. 39; Picandet et al. 2011; Wang et al. 2016a)

Tabelle 2.6: Materialkennwerte von noch nicht erhärteten Filterkuchen aus Portlandzement mit zugehörigen initialen Kennwerten und Versuchsrandbedingungen

Referenz	Domes (2015, S. 46, 156)	Picandet et al. (2011)	McKinley (1993, S. 39, 47)	Kleyner und Krizek (1995)
k in (m/s)	$3,5 \times 10^{-8}$ – $1,3 \times 10^{-7}$	$3,8 \times 10^{-8}$ – $1,7 \times 10^{-7}$	$4,3 \times 10^{-7}$ – $7,2 \times 10^{-7}$	-
c_v in (m ² /s)	$5,1 \times 10^{-5}$ – $1,1 \times 10^{-3}$	$6,5 \times 10^{-7}$ – $3,0 \times 10^{-6}$	$1,4 \times 10^{-7}$ – $7,1 \times 10^{-5}$	5×10^{-5}
w/z _{init} in (-)	0,4–0,6	0,3–0,4	0,6–1,0	0,5
w/z _{verpresst} in (-)	$0,30 \pm 0,02$	$0,29 \pm 0,03$	$0,40 \pm 0,05$	$0,31 \pm 0,01$
Verpressdruck in (bar)	0,92–15,01	0,30	0,05–0,60	1,00–3,00

Materialkennwerte erhärteter verpresster Zementsuspensionen bzw. Zementsteine sind gegenwärtig nicht unter praxisrelevanten Randbedingungen erfasst worden. Bei den Untersuchungen von Bajza (1983) wurden pastöse Portlandzementleime mit einem w/z-Wert zwischen 0,08 und 0,12 mit Drücken zwischen 450 und 2070 bar undrännert verdichtet. Infolge dieser Verdichtung kommt es zur initialen Reduzierung der Porosität. Beträgsmäßig am größten war diese Reduktion für den Zementstein mit w/z von 0,08. Die Hydratation und Entstehung von porenraumreduzierenden Hydratphasen hatte auch aufgrund der niedrigen w/z-Werte einen nachgeordneten Einfluss. Eine geringere Anfangsporosität des Zementsteines führt zur Bildung von Hydratphasen mit geringem Wassergehalt. (Bajza 1983) Für sedimentierende Zementsuspensionen wurde eine Abnahme der Dichte über die Höhe festgestellt. Im erhärteten Zustand zeigt sich dieser Gradient durch Entwicklung höherer Dichten hin zum unteren Bereich des Zementsteines. (Wheeler 1966) Die w/z_{verpresst}-Werte (vgl. Tabelle 2.6) lassen die Variation der Materialeigenschaften über die Entfernung vom Filtermedium außer Acht. Es ist anzunehmen, dass in unmittelbarer Nähe zum Filtermedium aufgrund der höheren Partikeldichte eine geringe Porosität des erhärteten Zementsteines vorliegt. Mit größer werdendem Abstand von der Filterebene sind die Partikel ggf. weniger dicht gelagert, sodass

der Gradient der Partikeldichte mit einer Zunahme der Porosität verbunden ist. Die Hydratation der Zementpartikel in einem solch ausgepressten System reduziert den Porenraum zusätzlich. Hier können größere Abstände der einzelnen Körner und mehr vorhandenes Anmachwasser den Gradienten verstärken.

Frischbeton unter hydrostatischem Druck

Für Betone und Mörtel im Bereich des Spezialtiefbaus, welche nicht durch Aufbringen eines externen Druckes verpresst werden, sind Filtrationseffekte in nichtbindigen Böden ebenfalls möglich. Ihre Größenordnung ist aber durch die im Vergleich zu verpressten Systemen geringeren hydrostatischen Drücke kleiner.

Für Bohrpfähle wird eine stabile Frischbetonmischung angestrebt, um das Fließ- und Ansteifverhalten zu kontrollieren. Um die Filtrationsstabilität sicherzustellen, werden Untersuchungen mit sogenannten Filterpressenversuchen empfohlen (Beckhaus und Larisch 2013). Etabliert haben sich die Verfahren der Bauer Filterpresse, der Österreichischen Filterpresse sowie die Prüfung des Wasserabsonderns nach E DIN EN 12350-13:2025-03. Als Prüfkriterium gilt die innerhalb eines Zeitraumes abgefilterte Filtratmenge. Des Weiteren wird für Bohrpfahlbetone die Ausbildung eines weichen Filterkuchens bevorzugt. (EFFC und DFI 2024, S. 53–54)

Die Druckdifferenz zur Ausbildung eines Filterkuchens an der Bohrlochwandung ergibt sich aus der Differenz zwischen dem Druck des Frischbetons bzw. der Suspension und dem ggf. anstehenden Grundwasser. Zu unterscheiden sind die wasser- und suspensionsgestützte sowie die verrohrte Herstellung von Bohrpfählen. Bei suspensionsgestützter Herstellung ist ein Ausfiltern des Frischbetons in der Regel nicht möglich. Als Stützflüssigkeit werden üblicherweise Bentonitsuspensionen gelegentlich aber auch Polymerlösungen oder Bentonitsuspensionen mit Polymerzugabe verwendet. Bei polymeren Stützflüssigkeiten, welche keine ausgeprägte Fließgrenze aufweisen, findet keine Filterkuchenbildung der Stützflüssigkeit statt (Lesemann 2010, S. 8). Der Zementleim des Frischbetons kann in die Bohrlochumgebung von polymergestützten Bohrpfählen in nichtbindigen Böden eindringen und den umgebenden Bodenbereich verfestigen (Lesemann 2010, S. 158). Bentonitsuspensionen bilden als thixotrope Flüssigkeiten in nichtbindigen Böden einen Filterkuchen an der Bohrlochwandung aus, dessen Dicke mit der Zeit anwächst (Arwanitaki et al. 2007). Je nach Kornverteilung des Bodens ist eine Infiltration der Bentonitsuspension in den angrenzenden Porenraum unter Verdrängung des Porenwassers möglich (Arwanitaki 2009, S. 88). Bei Kontakt von Frischbeton mit dem Filterkuchen aus Bentonit dringen Zementpartikeln nicht in diesen ein. Entsprechend kommt es zu keiner Verfestigung des Filterkuchens (Arwanitaki 2009, S. 110; Černák et al. 1973). Vielmehr findet eine klar definierte Trennung zwischen Festbeton und Filterkuchen statt (Arwanitaki 2009, S. 110). Die Ausbildung eines Filterkuchens aus Bentonit kann die Tragfähigkeit des jeweiligen Elementes beeinflussen (Arwanitaki et al. 2007). Dabei ist die Dicke des Filterkuchens die entscheidende Einflussgröße des auftretenden Schervorgangs, da sie den Reibungswinkel reduziert und entsprechende Scherfugen im Boden, in der Kontaktzone Boden-Filterkuchen, im Filterkuchen oder in der Kontaktzone Filterkuchen-Beton aktiviert (Černák et al. 1973; Chen et al. 2022a). Im Hinblick auf die Exposition gegenüber aggressiven Grundwässern können sich suspensionsgestützte Verfahren als günstig erweisen, da der sich einstellende Filterkuchen aus Bentonit den zementgebundenen Baustoff vor dem Zutritt dieser Wässer schützt. Durch die geringe Durchlässigkeit dieser Trennschicht können aggressive Medien kaum oder nur begrenzt den Baustoff schädigen. Über die langfristige Wirkungsweise eines solchen Schutzprinzips liegen jedoch keine Veröffentlichungen vor. Eine Filterkuchenbildung des Frischbetons ist für den Einbau unter Wasserauflast sowie die verrohrte Herstellung von Bohrpfählen bei entsprechendem nichtbindigem Baugrund zu erwarten. Durch ein Ausfiltern des Anmachwassers nimmt die Viskosität des Frischbetons zu. Der steifere Filterkuchen beeinflusst das Fließverhalten des Frischbetons in der Art, dass sich je nach Lage des Kontraktorrohres ein über den Querschnitt schichtenförmiger Aufbau des Frischbetons einstellt

(Böhle und Pulsfort 2014). Neben dem ausgefilterten Anmachwasser können je nach Bodenbeschaffenheit auch Feinstanteile aus dem Frischbeton ausgefiltert werden und sich im Porenraum des angrenzenden Boden anlagern (Fierenkothen et al. 2022).

Für die Bildung eines Filterkuchens im Frischbeton sind die auf diesen wirkenden Drücke maßgebend. Der Verlauf und das Maximum des Frischbetondruckes in geotechnischen Elementen unterscheiden sich von den Ansätzen des Frischbetondruckes auf Schalungswände im Hochbau (Lächler 2009, S. 21). Untersuchungen von Lings et al. (1994) konnten für die Kontaktzone zwischen Schlitzwand und Boden eine bilineare Entwicklung der Einhüllenden des maximalen Frischbetondrucks feststellen. Mit zunehmender Tiefe der Schlitzwand wurden Frischbetondrücke gemessen, welche geringer waren als der hydrostatische Frischbetondruck (Lings et al. 1994). Nissen et al. (2020b) konnten den Einfluss der eingesetzten Messtechnik auf die in der Literatur angegebenen Frischbetondrücke in Schlitzwänden aufzeigen. Für Sensoren, die am Bewehrungskorb und damit außerhalb des Einflussbereiches der Kontaktzone zwischen Boden und Frischbeton lagen, konnte ein deutlich vom idealisierten Frischbetondruckverlauf von Lings et al. abweichender Verlauf gemessen werden, welcher über die Tiefe jedoch geringer ist als der hydrostatische Frischbetondruck (Nissen et al. 2020b). Die Herstellweise geotechnischer Elemente hat einen erheblichen Einfluss auf den Verlauf und die Größe der Frischbetondrücke. Für verrohrte Bohrpfähle, welche im Kontraktorverfahren hergestellt werden, konnten in situ Messungen einen Unterschied zwischen suspensionsgestützter Herstellung und Herstellung unter Wasserauflast aufzeigen. Mit einer Wasserauflast werden überwiegend hydrostatische Frischbetondrücke innerhalb der Verrohrung erreicht. Im Bereich des Pfahlfußes nehmen die Drücke infolge des Ausfilterns des Anmachwassers und der Entwicklung eines steifen Filterkuchens allerdings ab. (Nissen et al. 2020a) Grundsätzlich können die von Nissen et al. (2020a) festgestellten Abnahmen des Frischbetondrucks wegen der Änderung der rheologischen Eigenschaften des Betons infolge des Ansteifens auf vom hydrostatischen Frischbetondruck abweichende Messungen übertragen werden. Maßgebliche Ursache für die Abnahme der Frischbetondrücke ist die Ausbildung eines Filterkuchens in der Kontaktzone zum Boden. Bei Betonen, welche im Kontraktorverfahren eingebracht werden, sind die Maximalwerte der sich ergebenden Drücke über den hydrostatischen Ansatz beschrieben und begrenzt. Der sich einstellende Horizontaldruck σ_h ergibt sich aus der Höhe der Frischbetonsäule h und der Wichte des Frischbetons γ_c nach (2-7) (Graubner 2006, S. 42).

$$\sigma_h = h \cdot \gamma_c \quad (2-7)$$

σ_h	Horizontaldruck in (kN/m ²)
h	Höhe der Frischbetonsäule in (m)
γ_c	Frischbetonwichte in (kN/m ³)

Bei der Modellvorstellung des hydrostatischen Ansatzes werden Bohrpfahlbetone als Flüssigkeit betrachtet, deren rheologischen Eigenschaften ideal-viskosen Gesetzmäßigkeiten zugrunde liegen. Frischbeton ist grundsätzlich ein Material mit thixotropen Eigenschaften und definierter Fließgrenze und verhält sich entsprechend wie ein struktur-viskoses Fluid (Graubner 2006, S. 24). Fließfähige und selbstverdichtende Betone sind allerdings hinsichtlich ihrer Rheologie ein komplexes Mehrphasensystem mit niedriger Fließgrenze und mittlerer bis hoher Viskosität. Ihr Fließverhalten ist ausgeprägt von der Schergeschwindigkeit abhängig. (EFFC und DFI 2024, S. 22) Moderne Betone für den Spezialtiefbau sind je nach Komplexität der Bauaufgabe mit hohen Anforderungen an Planung und Ausführung verbunden. Um die betontechnologischen Herausforderungen auszubalancieren ist der Einsatz von Zusatzmitteln erforderlich. Allerdings können die Baugrundtemperaturen beispielsweise die Wirksamkeit der eingesetzten Fließmittel herabsetzen (Graubner 2006, S. 26).

Die entstehenden Filterkuchen im Frischbeton bei der Herstellung geotechnischer Elemente sind räumlich begrenzt. Aus dem Bereich des Hochbaus ist die Ausbildung einer Betonrandzone mit vom Kernbeton abweichenden Eigenschaften bekannt, welche eine Dicke von wenigen Millimetern bis etwa 2 cm erreichen kann (Meyer 1989). Zu Materialeigenschaften des ausgefilterten Randbereiches von Bohrpfehlbetonen liegen in der Literatur nur begrenzt Daten vor. Brown et al. (2007) führten Felduntersuchungen an Bohrpfehlen durch und untersuchten u. a. die Druckfestigkeit nach 14 Tagen und die Chloridmigration für den Rand- und Kernbereich. Die Ergebnisse der Druckfestigkeitsuntersuchungen zeigten variierende Festigkeiten über die Länge des Bohrpfehls. Insbesondere im oberen Bereich des Pfehles war die Druckfestigkeit des Randbereichs deutlich größer als im Kernbereich. Die Untersuchungen der Chloridmigration deuten ebenfalls auf geringere Durchlässigkeiten im Randbereich im Vergleich zum Kernbereich hin. (Brown et al. 2007)

Alternativ können Ergebnisse aus Untersuchungen an wasserabführenden Schalungsbahnen teilweise auf den Randbereich von Bohrpfehlbetonen übertragen werden. Erfahrungen zum Einsatz wasserabführender Schalungsbahnen sowie ihr Einfluss auf Dauerhaftigkeitseigenschaften von Beton werden von Malone (1999) beschrieben. Die wasserabführende Schalungsbahn ermöglicht das örtlich begrenzte Ausfiltern des Frischbetons infolge der wirkenden Drücke im Randbereich. Der w/z-Wert des Randbetons wird dadurch auf bis 0,20 reduziert und die mechanischen Eigenschaften wie die Härte der Oberfläche erhöht (Price und Widdows 1991). Der Einsatz wasserabführende Schalungsbahnen an massigen Betonbauteilen führt zur Reduzierung der Gesamtporosität und zu einer Verringerung des Grenzporenradius im oberflächennahen Bereich (Spörel und Müller, S. 124). Zudem wird eine signifikante Reduzierung des Chloridmigrationskoeffizienten bei gleichzeitiger Überdeckung des Einflusses der Bindemittelart beobachtet (Spörel und Müller, S. 58–59). Mit zunehmender Festigkeitsklasse des Betons führt der Einsatz von wasserabführenden Schalungsbahnen zu stärkerer Reduktion der Wasserdurchlässigkeit (Price und Widdows 1991). Bei zunehmendem Frischbetondruck wird die Porosität im Randbereich wasserabführender Schalungsbahnen stärker reduziert. Für einen Frischbetondruck von 1 bar beträgt die Abnahme der Porosität infolge des Ausfilterns im Randbereich etwa 50 % im Vergleich zur Porosität von Betonen, welche mit einer nicht absorbierenden Stahlschalung hergestellt wurden. (Schulte Holthausen und Raupach 2021)

Es kann folglich angenommen werden, dass Betone von Bohrpfehlen oder Schlitzwänden, die aufgrund des anstehenden Baugrundes und der Herstellweise ausfiltern können, einen hinsichtlich der Dauerhaftigkeit günstigen Randbereich aufweisen. Die von Meyer (1989) beschriebenen Erhärtungsstörungen und reduzierten Hydratationsgrade von wasserreduzierten Betonrandzonen sind aufgrund der günstigen Umgebungsbedingungen im Baugrund für Randzonen von Bohr- und Schlitzwandbetonen nicht zu erwarten.

2.2.2.2 Imperfektion und Bodeneintrag

Verfahrensbedingt kann es bei der Herstellung geotechnischer Elemente zu Imperfektionen oder einem Bodeneintrag in den noch nicht erhärteten zementgebundenen Baustoff kommen. Beim Aushub des Bodenmaterials kann der Baugrund bei nicht ausreichender Stützung des Bohrloches eine Auflockerung erfahren. Das Ziehen der Verrohrung bei der Bohrpfehlherstellung kann durch eine Sogwirkung insbesondere in nichtbindigen Böden einen lokalen hydraulischen Grundbruch und damit einhergehend einen Bodeneintrag in das Bohrloch hervorrufen (Kolymbas 2016, S. 329). Bei der Herstellung im Kontraktorverfahren kann es durch rheologischen Unterschiede zwischen bereits eingebrachtem und sich im Einbau befindlichem Frischbeton zu einer sogenannten Kaminbildung kommen, bei der Frischbeton innerhalb des Bohrpfehles aufsteigt und im Übergangsbereich des Betonierspiegels Bodenmaterial einschließen kann. Dieses Material kann sowohl eine Vermischung aus Stützflüssigkeit mit Bohrgutrückständen mit zementhaltigen Bestandteilen oder entmischter Beton sein (EFFC und DFI 2024, S. 64). Einschlüsse und

Bodeneinträge können den Querschnitt des Bohrpfahles reduzieren und ggf. auch die geforderte Betondeckung der eingebrachten Bewehrung reduzieren. Eine fehlende Mindestbetondeckung der Pfahlbewehrung ist auch bei einer falschen Größtkornauswahl und zu geringen Abständen der Längsbewehrung möglich.

Durch Wasserabsondern (Bluten) des frischen Bohrpfahlbetons können sich in der Längsrichtung verlaufende Blutwasserkanäle einstellen. Bilden sich diese Kanäle in der Kontaktzone zwischen Baustoff und Baugrund, kann durch aufsteigendes Wasser der Zementleim abgetragen werden. (El Zein et al. 2021) In der Folge wird die Betondeckung lokal reduziert. Eine exzentrische Einbringung von Bewehrungskörben kann ebenfalls ursächlich für eine zu geringe Betondeckung sein. Gleichzeitig sind durch das Bohren des Bohrloches die tatsächlichen Durchmesser eines Bohrpfahles größer als sein Nennmaß. Je grobkörniger der anstehende Baugrund ist, desto größer ist diese Überschreitung des Nennmaßes, welche letztlich zu einer Erhöhung der Betondeckung gegenüber den dauerhaftigkeitsrelevanten, konstruktiven und statischen Anforderungen führen kann. Für Imperfektionen, welche kritisch hinsichtlich einer Bewehrungskorrosion sind, muss aufgrund ihrer lokalen Begrenzung nicht zwingend eine Reduktion der Gebrauchstauglichkeit erfolgen, was im Einzelfall durch statistische Analysen und ggf. statische Berechnungen nachzuweisen ist (Beckhaus et al. 2005). Es sei angemerkt, dass eine Interpretation von Imperfektionen hinsichtlich ihrer Auswirkungen auf die Dauerhaftigkeit und Tragfähigkeit an freigelegten geotechnischen Elementen am besten beurteilt werden kann. Die indirekte Überprüfung der Integrität von Bohrpfählen muss im Vorfeld einer Baumaßnahme festgelegt werden.

Bei der Anwendung des sogenannten Düsenstrahlverfahrens wird der anstehende Baugrund mit einem energiereichen Schneidstrahl erodiert und das ursprüngliche Korngerüst aufgelöst. Die zum Einsatz kommende Bindemittelsuspensionen erhärten und bilden mit Anteilen des ausgespülten Bodens einen Düsenstrahlkörper. Bei Absinken des Suspensionsspiegels während der Herstellung entfällt die Stabilisierung des verdrängten Bodenraumes und der angrenzende Boden kann in das noch nicht erhärtete Bindemittel einbrechen (Krentz 2015). Dieser Bodeneintrag verbleibt als Fehlstellen im Querschnitt des Düsenstrahlkörpers.

Für sulfat- und calcithaltige Böden ist das Düsenstrahlverfahren als ungeeignet zu erachten, da durch die Vermischung mit dem betonaggressiven Boden ein innerer Sulfatangriff eingeleitet wird. In einem solchen Baugrund hergestellte Düsenstrahlkörper erfahren durch die Phasenneubildung von Ettringit und Thaumasil eine Volumenzunahme und können zu Schäden der gegründeten Bauwerke infolge der Verformung führen (Alonso und Ramon 2013). Verfahren bei denen mit einem oberflächennahen Eintrag von sulfatischen und calcitischen Bodenbestandteilen zu rechnen ist, können durch geeignete Bindemittelkombinationen wie Hochofenzemente unter Zugabe von Silicastaub dauerhaft ausgeführt werden (Heinz und Urbonas 2020, S. 46).

2.2.2.3 Strömendes Grundwasser

Die Herstellung von Spezialtiefbaulementen erfolgt häufig unterhalb des Grundwasserspiegels. Das durch den Porenraum des Baugrundes strömende Grundwasser kann die Herstellung geotechnischer Elemente beeinflussen.

Der zwischen den Kornfraktionen von Lockergesteinen vorhandene Raum wird als Porenraum bezeichnet. Dieser Porenraum im Bodenvolumen wird durch den Porenanteil n beschrieben, wobei sich dieser aus dem Porenanteil des Wassers n_w und dem Porenanteil der Luft n_a zusammensetzt (von Soos und Engel 2017, S. 154). Die Porenzahl e ist eine gängige Größe der Bodenmechanik und beschreibt das Verhältnis

zwischen dem Porenanteil n und dem Feststoffanteil im Bodenvolumen gemäß Gleichung (2-8) (Terzaghi 1925, S. 12).

$$e = \frac{n}{1 - n} \quad (2-8)$$

e	Porenzahl in (-)
n	Porenanteil in (-)

Die Strömungsgeschwindigkeit v hängt dabei vom Durchlässigkeitsbeiwert k und dem hydraulischen Gradienten i gemäß Gleichung (2-9) ab. Im gesättigten Porensystem erfährt das Korngerüst die Strömungskraft f_s , welche proportional zur Wichte des Wassers γ_w und dem hydraulischen Gradienten i ist. Entsprechend lässt sich v auch über die Strömungskraft ausdrücken. (Zou und Boley 2012, S. 29–31) Die filterspezifische Proportionalität der Größe v wurde erstmals von Darcy (1856) beschrieben. Dieser lineare Zusammenhang gilt für gleichmäßige Strömungsverhältnisse und wird von den physikalischen Eigenschaften des Wassers und des porösen Mediums bzw. Bodens beeinflusst.

$$v = k \cdot i = \frac{k}{\gamma_w} \cdot f_s \quad (2-9)$$

v	Strömungsgeschwindigkeit in (m/s)
i	hydraulischer Gradient in (-)
γ_w	Wichte des Wassers in (kN/m ³)
f_s	Strömungskraft in (kN/m ³)

Die Kornoberfläche einer Volumeneinheit des Bodens nimmt mit kleiner werdenden Korngrößen zu. In der Folge wird Wasser adhäsiv an diesen Oberflächen gebunden. Dieses sogenannte Haftwasser umfasst kapillar und durch Adsorption gebundenes Wasser (Hölting und Coldewey 2013, S. 38). Der für die Durchströmung des Bodens wirksame Porenanteil wird als effektiver Porenanteil n_{eff} bezeichnet (Hölting und Coldewey 2013, S. 13). Tabelle 2.7 gibt einen Überblick über Erfahrungswerte für Durchlässigkeitsbeiwerte von Böden. In feinkörnigen Böden ist der Porenanteil am größten. Bedingt durch die große Kornoberfläche und die Fähigkeit Wasser adhäsiv zu binden, sinkt jedoch der effektive Porenanteil. Entsprechend nimmt mit abnehmendem effektivem Porenanteil auch die Durchlässigkeit in den Böden ab. Ein hoher effektiver Porenanteil ist mit einem hohen Durchlässigkeitsbeiwert in Böden verbunden.

Festgestein hat üblicherweise eine vernachlässigbare Porosität. Grundwasser kann Festgesteine jedoch entlang der Trennflächen durchströmen. Die Matrixdurchlässigkeit des Festgesteins wird von der Morphologie und Verteilung von Trennflächen bestimmt. Ausnahmen bilden sandige Festgesteine, welche zusätzlich auch eine Porosität (Porenanteile von 0,02 bis 0,15) aufweisen können (Hölting und Coldewey 2013, S. 14). In löslichen Festgesteinen wie Gips oder Kalkstein können Karsthohlräume vorkommen, welche von Grundwasser durchströmt werden können. Die Durchflussraten können in diesen Systemen vergleichbar mit oberirdischen Fließgewässern sein. (Sebastian 2009, S. 131)

Die Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes k erfolgt im Labor nach DIN EN ISO 17892-11:2021-03 und im Feld nach DIN 18130-2:2015-08. In der zurückgezogenen DIN 18130-1:1998-05 sind Größenordnungen des Durchlässigkeitsbeiwertes für Lockergesteine angegeben. Zudem wurde in DIN 18130-1:1998-05 eine Einstufung der Durchlässigkeit von Böden vorgenommen. Diese ist vergleichbar mit der in Tabelle 2.8 gegebenen Einteilung der Durchlässigkeiten.

Tabelle 2.7: Erfahrungswerte für Porenanteile und Durchlässigkeitsbeiwerte für Böden aus (Busch und Luckner 1974, S. 170; Zou und Boley 2012, S. 30)

Bodenart	Porenanteil n in (-)	Effektiver Porenanteil n_{eff} in (-)	Durchlässigkeitsbeiwert k in (m/s)
Sandiger Kies	0,25–0,35	0,25–0,25	2×10^{-2} bis 5×10^{-4}
Kiesiger Sand	0,28–0,35	0,15–0,20	1×10^{-3} bis 2×10^{-4}
Mittlerer Sand	0,30–0,38	0,10–0,15	4×10^{-4} bis 1×10^{-4}
Schluffiger Sand	0,33–0,40	0,08–0,12	2×10^{-4} bis 1×10^{-5}
Sandiger Schluff	0,35–0,45	0,05–0,10	5×10^{-5} bis 1×10^{-6}
Toniger Schluff	0,40–0,55	0,03–0,08	5×10^{-6} bis 1×10^{-8}
Schluffiger Ton	0,45–0,65	0,02–0,05	1×10^{-8} bis 1×10^{-12}

Tabelle 2.8: Einteilung der Durchlässigkeit von Böden anhand ihres Durchlässigkeitsbeiwerts (Zou und Boley 2012, S. 30)

Einteilung der Durchlässigkeit	Durchlässigkeitsbeiwert k in (m/s)
Sehr stark durchlässig	$> 1 \times 10^{-4}$
Stark durchlässig	1×10^{-4} bis 1×10^{-5}
Durchlässig	1×10^{-5} bis 1×10^{-7}
Schwach durchlässig	1×10^{-7} bis 1×10^{-8}
Sehr schwach bis undurchlässig	$< 1 \times 10^{-8}$

Übersteigt die im Porenraum des Bodens auftretende Strömungskraft den Widerstand des Bodengefüges kommt es zu hydraulischer Erosion. Für frische zementgebundene Baustoffe kann diese hydraulische Erosion zum Austrag von Feinteilen führen. Die Folge können die Reduzierung des Querschnitts oder eine Verminderung der Baustoffqualität im Randbereich sein. Ebenso kann die Randzone des Bauteiles geschwächt oder die Betonüberdeckung nicht gewährleistet sein. In der Folge kann die Dauerhaftigkeit dieser Gründungselemente reduziert sein.

In den Ausführungsnormen für Bohrpfähle (DIN EN 1536:2015-10), Verdrängungspfähle (DIN EN 12699:2015-07) und Mikropfähle (DIN EN 14199:2015-07) wird eine besondere Aufmerksamkeit für stark strömende Grundwasserhältnisse gefordert und beispielsweise der Schutz des frischen Baustoffes durch eine bleibende Verrohrung im Baugrund empfohlen.

Um den Einfluss von strömendem Grundwasser auf Frischbeton und Zementleim zu untersuchen wurde ein Versuchsprogramm an Modellpfählen im Labormaßstab durchgeführt (Fierenkothen et al. 2020; Fierenkothen et al. 2022). Die Ergebnisse zeigen für die untersuchten Böden für Betone keine signifikanten Änderungen des Querschnitts auch bei hohen, praxisfernen Fließgeschwindigkeiten. Die suspensionsgestützte Herstellung zeigt infolge der Ausbildung eines Bentonitfilterkuchens eine Schutzfunktion gegenüber der Erosion des Zementleims im Frischbeton. (Fierenkothen et al. 2020) Reine Zementsuspensionen werden jedoch von der auf sie wirkenden Strömungskraft erodiert, sodass sich Zementpartikel in Strömungsrichtung im Porenraum des Bodens anlagern und diesen verfestigen (Fierenkothen et al. 2022). Es kann gefolgert werden, dass die Anforderungen an Verarbeitbarkeit und Stabilität des Frischbetons für den Spezialtiefbau eine hohe Robustheit gegenüber der hydraulischen Erosion infolge einer

Grundwasserströmungen in den untersuchten Böden haben (Fierenkothen et al. 2022). Betontechnologische Einflussgrößen wie der w/z-Wert oder die Zementart wurden in den obigen Untersuchungen zwar variiert, in den Auswertungen jedoch nicht betrachtet. Für weniger stabile Bindemittelzusammensetzungen kann strömendes Grundwasser jedoch als kritisch bewertet werden. So werden für verfestigte Bodenkörper, welche mittels Düsenstrahlverfahren hergestellt werden, üblicherweise Zementsuspensionen mit hohen w/z-Werten ohne Zugabe von Zusatzmitteln, welche das Wasserrückhaltevermögen oder die Stabilität der Mischung steuern, verwendet.

2.2.2.4 Auswirkung der Bauweise und Bauteile auf das Grundwasser

Die Sensibilität gegenüber den Auswirkungen von Bauweisen und Bauteilen auf Böden und Grundwässer nimmt im Zuge der Transformation hin zu einer nachhaltigen und dauerhaften Bauwirtschaft zu. Im Kontakt mit Grundwasser können umweltrelevante Stoffe durch Auslaug- oder Filtrationsprozesse freigesetzt werden. Bei zementgebundenen Baustoffen können dies Schwermetalle oder organische Stoffe sein. Zudem können die diffusionsgesteuerten Prozesse den pH-Wert der Baugrundumgebung beeinflussen. Da bei der Erstellung von zementgebundenen Gründungselementen im Baugrund flüssige bzw. noch nicht erhärtete Baustoffe eingesetzt werden, ist eine unmittelbare Interaktion mit dem umgebenden Grundwasser zu erwarten. Neben Stoffen, die durch die mineralischen Bindemittel freigesetzt werden, können enthaltene Zusatzmittel ebenso ausgelaugt werden. Des Weiteren können im Spezialtiefbau durch Abdichtungsinjektionen oder für den Bauzustand erforderliche Stützflüssigkeiten Einträge ins umgebende Grundwasser erfolgen (Beckhaus et al. 2015).

Die umweltrelevanten Stoffe sind im Zementklinker bzw. in Zusatzmitteln und Zusatzstoffen enthalten und gehen zum Teil mit Zugabe des Anmachwassers in Lösung. Die im Baustoff enthaltene Menge an umweltrelevanten Stoffen kann dabei stark schwanken und hängt u. a. von der Zusammensetzung der Ausgangsstoffe bei der Zementherstellung ab. Infolge der Hydratation werden diese Stoffe im Zementstein eingebettet. Diese Einbindung wird chemisch, physikalisch und strukturell beeinflusst (Hohberg 2003, S. 13). Aufgrund des hohen pH-Wertes der Porenlösung sind die meisten Spurenelemente und Schwermetalle durch Ausfällungen fixiert (Hohberg 2003, S. 21). Durch Kontakt mit einem wässrigen Medium kommt es zur Freisetzung dieser Stoffe infolge des Abtransports und Nachlösens zur Aufrechterhaltung des Gleichgewichts (Hohberg 2003, S. 33).

Vom Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) wurden entsprechende Grundsätze erarbeitet, die eine Bewertung von Bauprodukten im Zulassungsverfahren ermöglichen (Deutsches Institut für Bautechnik 2009a, 2009b, 2011). Diese Bewertung gilt für erhärtete zementgebundene Baustoffe und beinhaltet die Bewertung der Inhaltstoffe als auch der Stofffreisetzung. Die Freisetzung umweltrelevanter Stoffe wird in einem praxisbezogenen Elutionsversuch nach DIN CEN/TS 16637-2:2014-11 in Verbindung mit der DAfStb-Richtlinie:2020-06 ermittelt. Die Bewertung berücksichtigt die Geringfügigkeitsschwellenwerte aus öko- und humantoxikologischer Sicht, welche von der Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (2004) erarbeitet und in die Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen (MVV TB) (Deutsches Institut für Bautechnik 17.01.2022) mit aufgenommen wurden. Die Geringfügigkeitsschwellenwerte der überarbeiteten Fassung der Bund-/Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (2016) wurden bislang nicht in die MVV TB mitaufgenommen. Diese enthält schärfere Grenzwerte, welche die Verwendung von Beton bei Kontakt mit dem Grundwasser unmöglich machen würde. Aktuelle Ergebnisse an frischen und erhärteten zementgebundenen Baustoffen zeigen keine bzw. eine geringfügige ökotoxikologische Wirkung der freigesetzten Stoffe, sodass unmittelbare negative Effekte auf die Umwelt derzeit auszuschließen sind (Bell und Buchinger 2022).

Auf Basis der Versuchsergebnisse aus dem Eluationsversuch kann unter Verwendung pessimaler Randbedingungen die Freisetzung infolge der Auslaugung von Festbeton eines im Grundwasser errichteten Bauwerks modelliert werden (Brameshuber und Vollpracht 2009). Dadurch kann eine räumliche (Entfernung von Bauwerk: 2 m) und zeitliche (6 Monate) Betrachtung der Veränderung der Grundwasserzusammensetzung erfolgen.

Die Auslaugprozesse von zementgebundenen, erhärteten Baustoffen beruhen überwiegend auf Diffusion. Entsprechend wirken sich porenstrukturverändernde Einflussgrößen wie das Probenalter oder die Verwendung von Hochofenzement günstig auf das Auslaugverhalten aus. (Hohberg 2003, S. 118) Der Gesamtgehalt an umweltrelevanten Stoffen in zementären Baustoffen korreliert allerdings nicht mit der freigesetzten Menge (Hohberg 2003, S. 118; Müllauer et al. 2015). Die Freisetzung von umweltrelevanten Stoffen nimmt mit zunehmendem w/z-Wert der zementgebundenen Baustoffe zu. Untersuchungen an Zementsteinen und Mörteln zeigten zudem eine geringe Freisetzung von Fließmitteln. Die Menge an freigesetztem Fließmitteln nahm mit der Erhöhung der Dosiermenge zu. Weiterhin ist festzuhalten, dass mit zunehmendem Hydratationsgrad die Menge an freigesetztem Fließmittel ansteigt, da dieses nicht oder nur begrenzt in die Hydratationsprodukte eingebunden oder von diesen absorbiert wird. (Märkl und Stephan 2016) Zusatzstoffe beeinflussen die Vorgänge bei der Freisetzung umweltrelevanter Stoffe zum einen durch ihren Einfluss auf das Porengefüge und zum anderen durch ihre Wirkung auf den Chemismus der Porenflüssigkeit. Diese Zusammenhänge rund um das Eluationsverhalten von klinkerreduzierten zementären Systemen sind komplex und Beobachtungen im Labor von den jeweiligen Randbedingungen und Ausgangsstoffen abhängig. Beispielsweise beschreiben Müllauer et al. (2015) eine Abnahme der Chromfreisetzung bei Hochofenzementen im Vergleich zu Portlandzementen infolge der Reduzierung der Verfügbarkeit im Bindemittelsystem.

Derzeit existieren keine normativen Vorschriften zur Bewertung der Freisetzung umweltrelevanter Stoffe von noch nicht erhärteten zementgebundenen Baustoffen. Jedoch zeigen Ergebnisse von Lin und Vollpracht (2018, S. 60), dass für noch nicht erhärtete Zementsuspensionen sehr große Mengen umweltrelevanter Stoffe freigesetzt werden. Berücksichtigt man Filtrationsprozesse bei der Herstellung, können die eingebrachten Stoffmengen ebenfalls erheblich sein. Untersuchungen von Wagemann et al. (2022) zeigen, dass aus Zementsuspensionen ausgefiltertes Anmachwasser neben den aus Lösungsprozessen des Zementklinkers stammenden Ionen auch umweltrelevante Stoffe wie Chrom in hohen Konzentrationen enthält. Derzeit existieren keine Grenzwerte, die eine Einordnung dieser Konzentrationen in ausgefilterten Anmachwässern zulassen.

Die Randzone geotechnischer Elemente ist bei in-situ-Herstellung durch einen Verbund des zementgebundenen Baustoffes mit Anteilen des Korngerüsts des Baugrundes gekennzeichnet. Beispielsweise ist durch die Herstellung von Verpressankern in nichtbindigen Böden die Mantelfläche des Verpresskörpers durch anhaftende Sandkörner vergrößert (Ostermayer und Werner 1972; Paproth und Paproth 1966). Diese Bodenpartikel können durch Verschattungseffekte einen Auslaugwiderstand darstellen. Untersuchungen an frischen Zementsuspension-Sand-Gemischen zeigten, dass eine Grenzschicht aus Sand die Freisetzung bzw. Auslaugung von Stoffen im Eluationsversuch insbesondere in den ersten Stunden der Hydratation stark reduziert (Brameshuber et al. 2014, S. 38–39). Überträgt man die Ergebnisse in die Praxis, wirken die wassergesättigten umgebenden Böden als diffusionshemmend und können die Freisetzung ihrerseits durch Wechselwirkungen in Form von Adsorption oder Fällungsreaktionen beeinflussen (Brameshuber et al. 2014, S. 54–55).

Zum Auslaugverhalten realer zementgebundener Bauteile liegen nur wenige Informationen vor. Für in Mittel- bis Feinsand hergestellte Verpresskörper aus einem großmaßstäblichen Laborversuch wurde ein

geringeres Auslaugverhalten bzw. Freisetzen umweltrelevanter Stoffe im Vergleich zu Zementsteinproben, welche im Labor mit dem gleichen Portlandzement gemäß DAfStb-Richtlinie:2020-06 hergestellt und im Eluationsversuch geprüft wurden, festgestellt (Wagemann et al. 2022). Bei der Errichtung von Bohrpfählen wurde im Rahmen von Feldversuchen zum Einfluss von Polymersuspensionsstützung eine kurzzeitige Erhöhung der TOC-Werte bei ansonsten keinerlei relevanten Auffälligkeiten anderer stofflicher Parameter im Grundwasser beobachtet (Lesemann 2010, S. 186). Eine Auswirkung der Einbringung des Frischbetons war jedoch nicht Gegenstand des Prüfkonzeptes, sodass lediglich die chemische Zusammensetzung der eingesetzten Polymere betrachtet wurde.

2.2.3 Einfluss der Nachbehandlung

2.2.3.1 Grundwassertemperatur

Werden geotechnische Elemente im Baugrund hergestellt, stehen sie unmittelbar in Kontakt mit Bodenfeuchte bzw. dem anstehenden Grundwasser. Die Temperatur des Grundwassers wird durch den Wärmeumsatz an der Erdoberfläche bestimmt (Mattheß 1994, S. 283). Der größte Teil der umgesetzten Energie entfällt auf die einstrahlende Sonnenenergie. Der terrestrische Wärmestrom infolge radioaktiven Zerfalls aus dem Erdinneren hat für die Entstehung der Temperatur im oberflächennahen Bereich der Erdkruste keinen signifikanten Einfluss (Mattheß 1994, S. 284). In Deutschland beträgt die jährliche Wärmestromdichte infolge solaren Energieeintrags ca. 120 W/m^2 (E VDI 4640:2021-12). Durch die jahreszeitlichen Schwankungen des Wärmeumsatzes sind die Temperaturen des Bodens und somit auch des Grundwassers an der Erdoberfläche Schwankungen unterworfen. Der Temperaturverlauf des Grundwassers ist über die Tiefe im Untergrund stetig (Länderarbeitsgemeinschaft Wasser 1987).

In Abbildung 2.9 sind qualitativ die Temperaturprofile des Grundwassers für verschiedene Jahreszeiten dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass die Maximaltemperaturen zeitlich verzögert in die Tiefe wandern und gedämpft bzw. gespeichert werden. Die Temperaturschwankungen setzen sich bis zu einer gewissen Tiefe fort und pendeln sich in der sogenannten isothermen oder neutralen Zone ein. In diesem Bereich, der nach Mattheß je nach vorliegender Boden- bzw. Gesteinsart zwischen 15 und 39 m unter Geländeoberkante beginnt (Mattheß 1994, S. 286), sind die Temperaturen konstant. Der Mittelwert der Grundwassertemperatur in Deutschland kann nach Hölting und Coldewey (2013, S. 273) bis zur Tiefe der isothermen Zone mit etwa $10 \text{ }^\circ\text{C}$ angenommen werden. Unterhalb der isothermen Zone gewinnt der terrestrische Wärmestrom an Einfluss und die Temperaturen nehmen in Deutschland gemäß dem geothermischen Gradienten im Mittel pro 100 m Tiefe um ca. $3 \text{ }^\circ\text{C}$ zu (Prinz und Strauß 2018, S. 787).

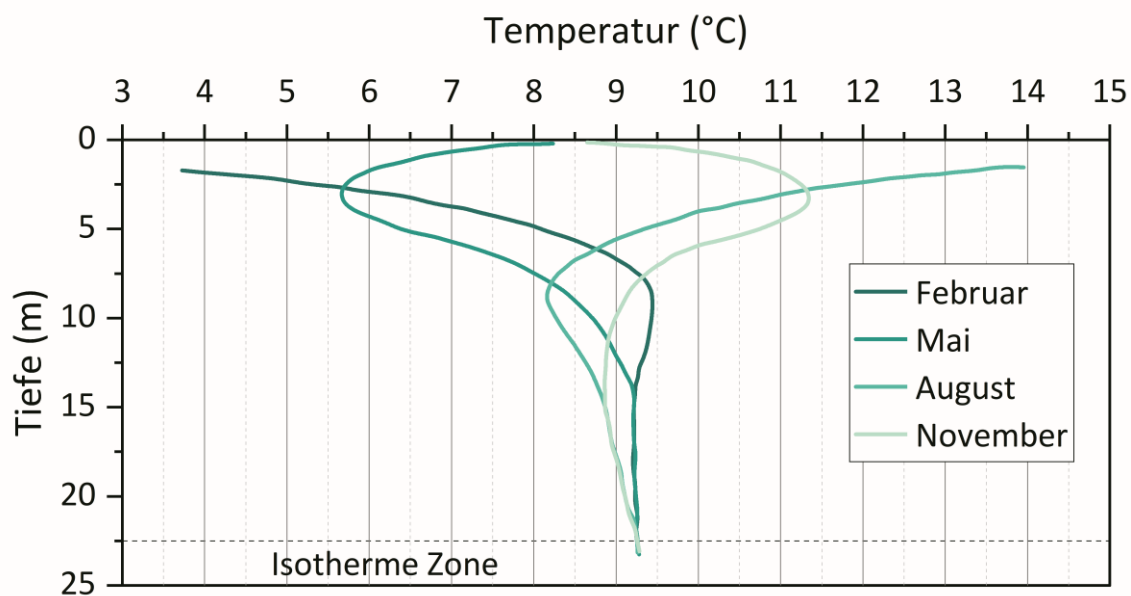


Abbildung 2.9: Jahreszeitliche Temperaturprofile des Grundwassers über die Tiefe; Daten entnommen aus (Länderarbeitsgemeinschaft Wasser 1987, S. 19)

2.2.3.2 Einfluss der Umgebungsbedingungen im Baugrund auf Hydratation

Während bei der Betonage im Hochbau die Ort betonbauteile klimatischen Bedingungen ausgesetzt sind, welche die Gefügestruktur, Hydratationsgeschwindigkeit und Porosität im Querschnitt beeinflussen, lassen sich diese Erfahrungen nicht auf Gründungselemente übertragen. Geotechnische Elemente werden unmittelbar im Baugrund hergestellt. Durch den umgebenden Baugrund sind die zementgebundenen Baustoffe vor Austrocknung geschützt und erfahren eine natürliche Nachbehandlung bei niedrigen Temperaturen. Entsprechend ergeben sich abweichende Baustoffeigenschaften, welche nachfolgend betrachtet werden.

Wenn der Temperatureinfluss auf die Hydratationsreaktion zementärer Systeme betrachtet wird, so wird die Lagerung bei 20 °C, wie sie üblicherweise auch unter Laborbedingungen herrscht, als normal festgelegt. Entsprechend werden nachfolgend Temperaturen < 20 °C als niedrige und Temperaturen > 20 °C als höhere Temperaturen bezeichnet.

Die Hydratationsreaktionen des Zementleims werden von der Temperatur stark beeinflusst. Niedrige Temperaturen verzögern den Erstarrungsbeginn und das Erstarrungsende von Zementsuspensionen in Abhängigkeit vom w/z Wert auf etwa 6 bis 8 h (Mounanga et al. 2006). Höhere Temperaturen bewirken hingegen eine schnellere Reaktion der Hauptklinkerphasen. Dabei ist die Reaktionsgeschwindigkeit in zunehmender Reihenfolge: C_4AF , C_2S , C_3S , C_3A (Escalante-García und Sharp 1998a). Die schnelle Reaktion bei hohen Temperaturen führt in der Anfangsphase zur Hüllenbildung um Zementkörner, welche mit zunehmender Dicke zu einer diffusionsgesteuerten Hydratationskinetik führt. Bei höheren Erhärtungstemperaturen sind diese Hüllen dichter und schirmen die Zementkörner zunehmend ab. (Kjellsen et al. 1990a, 1991; Kjellsen und Detwiler 1992; Lothenbach et al. 2007) In mit dem Grundwasser vergleichbaren Temperaturbereichen bewirkt die anfangs langsamere Reaktionsgeschwindigkeit der Hydratation, dass im späteren Alter ein höherer Hydratationsgrad erreicht wird als bei hohen Umgebungstemperaturen (Escalante-García und Sharp 1998a; Kjellsen und Detwiler 1992). Erhärtet Zementstein bei niedrigen

Umgebungstemperaturen führt dies zu einem homogenen und feinen Porengefüge. Ursächlich hierfür ist die niedrige Hydratationsgeschwindigkeit, mit der die Hydratphasen den vorhandenen Porenraum ausfüllen können. (Escalante-García und Sharp 1998a; Kjellsen et al. 1991) Die fein verteilte Porosität zeigt sich anhand geringer mittlerer Porenradien (Kjellsen et al. 1990b), sowie geringeren kritischen Porenradien (siehe 6.1.1.2) (Bahafid et al. 2017; Bahafid et al. 2018). Die Zusammensetzung der Porenlösung wird wesentlich vom zeitlichen Verlauf der Hydratation bestimmt. Zu Beginn dominieren Lösungsvorgänge die Zusammensetzung der Porenlösung. Im weiteren Verlauf sorgen Ausfällungsreaktionen zum Ansteifen und Erhärten des Zementleimes, wodurch sich die Zusammensetzung der Porenlösung verändert. Da durch niedrigere Umgebungstemperaturen die Geschwindigkeit der Hydratation verlangsamt wird, zeigt sich dies im Verlauf der Konzentration von Ca , Na , K , OH^- und SO_4^{2-} in der Porenlösung, wodurch sich zu Beginn geringfügig höhere Konzentrationen einstellen, welche sich langfristig jedoch abbauen (Lothenbach et al. 2007; Thomas et al. 2003). Die Hydratphasenzusammensetzung des Zementsteins wird im für den Baugrund relevanten Temperaturbereich nicht beeinflusst und stellt sich in Abhängigkeit von der Zementart bzw. den Ausgangsstoffen ähnlich dar (Lothenbach et al. 2008). Die zeitliche Entwicklung der Hydratphasenzusammensetzung wird hingegen durch niedrige Erhärtungstemperaturen verlangsamt. Die Eigenschaften und Charakteristika der festigkeitsbildenden C-S-H-Phasen sind temperaturabhängig. Bei Temperaturen $< 10\text{ °C}$ bilden die C-S-H-Phasen überwiegend geringere Rohdichten aus als bei höheren Temperaturen (Bahafid et al. 2017; Bahafid et al. 2018; Gallucci et al. 2013). Hinsichtlich der Ausbildung des Ca/Si-Verhältnisse finden sich widersprüchliche Angaben in der Literatur. So berichten Gallucci et al. (2013) sowie Gajewicz-Jaromin et al. (2019) dass sich das Ca/Si-Verhältnis durch Variation der Temperatur kaum bzw. nur geringfügig ändert. Abweichend wurden von Bahafid et al. (2017) bei 7 °C und von Escalante-García und Sharp (1999) bei 10 °C die höchsten Ca/Si-Verhältnisse der betrachteten Temperaturen ermittelt. Diese unterschiedlichen Ergebnisse können auf Abweichungen der mineralischen Zusammensetzung der untersuchten Zemente oder auf verschiedene Analysemethoden zurückzuführen sein.

Durch die niedrigen Erhärtungstemperaturen ändert sich zudem die Morphologie der Hydratationsprodukte. Lothenbach et al. (2007) berichtet über die Ausbildung größerer prismatisch nadelförmiger Etringitkristalle bei Temperaturen von 5 °C , welche mit zunehmender Temperatur kleiner werden. Bei niedrigen Temperaturen nimmt die Größe der Calciumhydroxidkristalle zu. Ebenso ändert sich die Erscheinungsform hin zu eher länglichen Kristallen mit rauer Textur (Berger und McGregor 1973). Die Kettenlänge der C-S-H-Phasen ist bei niedrigen Temperaturen vergleichsweise kurz (Gallucci et al. 2013). Während der Hydratation von C_3S finden sich im C-S-H-Gel verstärkt silicatische Monomere der Klinkerphase, welche mit zunehmendem Alter in die polymere Silicatkettenstruktur der C-S-H-Phasen umgeformt werden (Bentur et al. 1979). Die Anzahl der Schichten der Calciumsilicathydrat-Ketten und damit auch der wasserbindenden Zwischenschichten, erhöht sich durch niedrige Erhärtungstemperaturen. (Gajewicz-Jaromin et al. 2019). Die sich dadurch ergebende größere Oberfläche der Gelporen kann entsprechend mehr Wasser binden (Bentur et al. 1979; Gallucci et al. 2013). Bei niedrigen Temperaturen finden sich Ansammlungen von Monosulfat infolge der Hydratation des C_3A . Die homogene Struktur der Bindemittelmatrix, welche sich bei niedrigen Temperaturen ausbildet, begünstigt einen fließenden Übergang zwischen den hydratisierten Zementpartikeln. (Escalante-García und Sharp 1998a)

Im Laufe der Hydratation ist eine zunehmende Verzahnung der Hydratphasen zu beobachten. Aus den höheren Druckfestigkeiten von wassergelagerten Mörtel- und Betonproben bei niedrigeren Temperaturen und zunehmender Hydratationszeit (Lothenbach et al. 2005; Lothenbach et al. 2007) lässt sich folgern, dass auch die Gesteinskörnung mit verbessertem Formschluss in die Bindemittelmatrix eingebunden wird. Die Porosität der Zementsteinmatrix ist bei niedrigen Erhärtungstemperaturen ebenfalls niedriger als bei höheren Temperaturen. Insbesondere die für Fragestellungen der Dauerhaftigkeit relevante

Kapillarporosität wird reduziert. (Bahafid et al. 2017; Escalante-García und Sharp 1998a; Lothenbach et al. 2007) Die Durchgängigkeit des Porensystems des zementgebundenen Baustoffes wird bei der Erhärtung im Baugrund durch die sich gegenseitig begünstigenden Effekte der Ausbildung einer feinen Porenstruktur und der langsameren Hydratationsgeschwindigkeit beeinflusst.

Puzzolanische und latent-hydraulische Zusatzstoffe wirken sich auf die Hydratationskinetik und den Anteil bzw. die Zusammensetzung der Hydratationsprodukte aus. Untersuchungen von Escalante-García und Sharp (1998b) zeigen, dass für niedrige Erhärtungstemperaturen trotz geringerer Anfangshydratation langfristig höhere Hydratationsgrade der einzelnen Klinkerphasen in Zementen mit Zusatzstoffen erreicht werden. Die im Vergleich zu reinen Portlandzementsteinen höheren Hydratationsgrade von klinkerreduzierten Zementen und die schnelleren Reaktionsgeschwindigkeiten der in ihnen enthaltenen Klinkerphasen führen die Autoren darauf zurück, dass bei konstantem w/z-Wert der Proben mit und ohne Zusatzstoffe beim Einsatz von Zusatzstoffen eine größere Menge Anmachwasser für die Hydratation der Klinkerphasen zur Verfügung steht. Die puzzolanische Reaktion wird durch niedrige Temperaturen allerdings verlangsamt. Dies zeigt sich anhand der Konzentration an verbrauchtem Calciumhydroxid, welche bei 10 °C am geringsten ausfiel. (Escalante-García und Sharp 1998b) Die Hydratation und Reaktivität der Hüttensandkörner wird durch niedrige Erhärtungstemperaturen ebenso gehemmt. Innerhalb der Grenzen der ursprünglichen Hüttensandkörner bilden sich vom Rand her Hydratationsprodukte. Bei Erhärtungstemperaturen von 10 °C sind diese Ränder nur geringfügig ausgebildet und die Hüttensandkörner überwiegend unhydratisiert. Poren und Calciumhydroxid sind fein in der Bindemittelmatrix verteilt und die Zementklinkerpartikel sind größtenteils komplett hydratisiert. (Escalante-García und Sharp 2001) Die Bildung von AFm-Phasen erfolgt in Hochofenzementen verzögert nachdem das Sulfat in der Porenlösung durch die verlangsamte Ettringitbildung aufgebraucht wurde (Joseph und Cizer 2022). Die Ettringitbildung kann ihrerseits infolge der Bindung von Sulfat durch Hüttensand gehemmt werden (Escalante-García und Sharp 1998b).

Die niedrigen Umgebungstemperaturen im Baugrund und die sich daraus ergebenden langsameren Hydratationsgeschwindigkeiten reduzieren die freigesetzte Hydratationswärme der Zemente beim Erhärten und führen zu einer Verschiebung des zeitlichen Verlaufes der Hydratation (Joseph und Cizer 2022; Pang et al. 2021). Je nach Herstellweise und Einbauverfahren geotechnischer Elemente kann der Gradient zwischen Baugrund- und Baustofftemperatur unterschiedlich stark ausgeprägt sein. Für suspensionsgestützte Bohrpfahlherstellung ist die Temperatur der Stützflüssigkeit im Bohrloch während der Herstellung häufig identisch mit der Grundwassertemperatur (Lesemann 2010, S. 139). Für den im Baugrund eingebrachten Bohrpfahlbeton treten aufgrund des Wärmeaustausches in der Kontaktzone Temperaturunterschiede zwischen Rand- und Kernbereich auf. Im Kernbereich von Bohrpfahlbetonen können infolge der ablaufenden Hydratation Temperaturen von 36 bis 41 °C auftreten (Brown et al. 2007).

Zusammenfassend lässt sich festhalten, dass die Ausführung zementgebundener geotechnischer Elemente in einer Baugrundumgebung mit niedrigen Temperaturen sich günstig auf deren langfristige Materialeigenschaften auswirken. Dies umfasst die Morphologie und Verteilung von Hydratphasen ebenso wie die Erhöhung des langfristigen Hydratationsgrades. Zudem bildet sich eine günstige Porenstruktur mit verringerter Kapillarporosität aus.

2.2.3.3 Quellen

Quellen bezeichnet die zeitabhängige Volumenänderung von zementgebundenen Baustoffen unter Aufnahme von Wasser. Die Gesteinskörnung für die Herstellung von Beton ist größtenteils unempfindlich gegenüber dieser Art der Volumenzunahme, sodass der Zementstein und dessen Anteil am

Gesamtvolumen maßgebende Einflussfaktoren sind. Folglich unterscheiden sich die Quellmaße von Zementstein, Mörtel und Beton.

Infolge der Hydratation der Zementklinkerphasen sind die spezifischen Volumina der Hydratationsprodukte geringer als das Volumen der Ausgangsstoffe. Diese Volumenabnahme infolge des Einbaus von Wasser in die Hydratphasen wird als chemisches Schwinden bezeichnet und kann für die Hauptklinkerphasen mit einer Größenordnung von etwa 10 Vol.-% angegeben werden (Acker 2004). Unter autogenem Schwinden versteht man die makroskopische Volumenabnahme während der frühen Hydratation, welche durch ein fehlendes Feuchteangebot und den daraus resultierenden Kapillarspannungen infolge der Bildung von Luftporen ausgelöst wird (Ghanem et al. 2024). Durch die natürliche Nachbehandlung im Boden sind zementgebundene Baustoffe üblicherweise vor Evaporation und Austrocknung geschützt. Bei vorhandenem Wasserangebot im Baugrund vor dem Abbinden und Erhärten der zementären Systeme wird das autogene Schwinden respektive die makroskopischen Schwindverformungen begrenzt bzw. unterbunden, da Umgebungswasser in den vorhandenen Porenraum eindringen kann (Acker 2004; Aïtcin 1999). In Folge der Wasseraufnahme kommt es zu Quellen des zementgebundenen Baustoffes. Nach Mindess et al. (2003, S. 75–76) finden lastunabhängige Verformungen zementgebundener Baustoffe im Porenradienbereich bis 25 nm statt. Das auf den Oberflächen des Porenraumes adsorbierte Wasser wirkt im Zementgel den herrschenden Kohäsionskräften entgegen, sodass sich zwischen den granularen Partikeln der C-S-H-Phase im Zementstein ein Quelldruck aufbaut und die Oberflächenspannung in der Gelphase abnimmt (Neville 2011, S. 426).

Volumenänderungen infolge des Erstarrens und Erhärtens zementgebundener Baustoffe werden bei den in der Literatur angegebenen Quellmaßen üblicherweise nicht erfasst, da die Bezugsgröße die Referenzabmessung nach dem Ausschalen ist. In der Literatur finden sich teils abweichende Angaben des Quellvermögens bzw. des Quellmaßes zementgebundener Baustoffe. Üblich ist die Angabe in mm/m oder aber auch in % (1 mm/m = 0,1 %). Locher (2000, S. 303) gibt für ständig unter Wasser gelagerten Zementstein ein Quellmaß von 0,1 % ohne zeitlichen Bezug an. Die lineare Dehnung von Zementstein wird von L'Hermitte (1960) mit 0,22 % nach 6 Jahren angegeben, während Kühl (1961, S. 394) ein Quellmaß von 0,044 % nach 180 Tagen für Portlandzementsteine beschreibt. Betone zeigen üblicherweise eine geringe Volumenänderung infolge des Quellens. Fleischer (1992, A1/7) gibt für Beton nach 125 Tagen Wasserlagerung eine Längenänderung von 0,016–0,018 % für Portlandzemente an, während Beton aus Hochofenzement im gleichen Zeitraum ein geringeres Quellmaß von 0,007 % erreicht. Für Betone verschiedener Zusammensetzung wurden nach 30-jähriger Wasserlagerung Quellmaße von 0,018–0,033 % unter Verwendung von nicht quellfähiger Gesteinskörnung ermittelt (Brooks 2005). Die Ergebnisse aus Brooks (2005) zeigen, dass höhere w/z-Werte zu höheren Quellmaßen von Betonen führen. In Abbildung 2.10 sind Quellmaße von Zementstein, Mörtel und Beton aus der Literatur zusammengetragen. Die betontechnologischen Randbedingungen der Quellmaße wurden in der Darstellung nicht berücksichtigt. Anhand der ausgewerteten Daten wird deutlich, dass Betone eine vernachlässigbare Volumenzunahme auch über lange Zeiträume erfahren, während die Quellmaße von Zementstein mit andauernder Wasserlagerung kontinuierlich zunehmen.

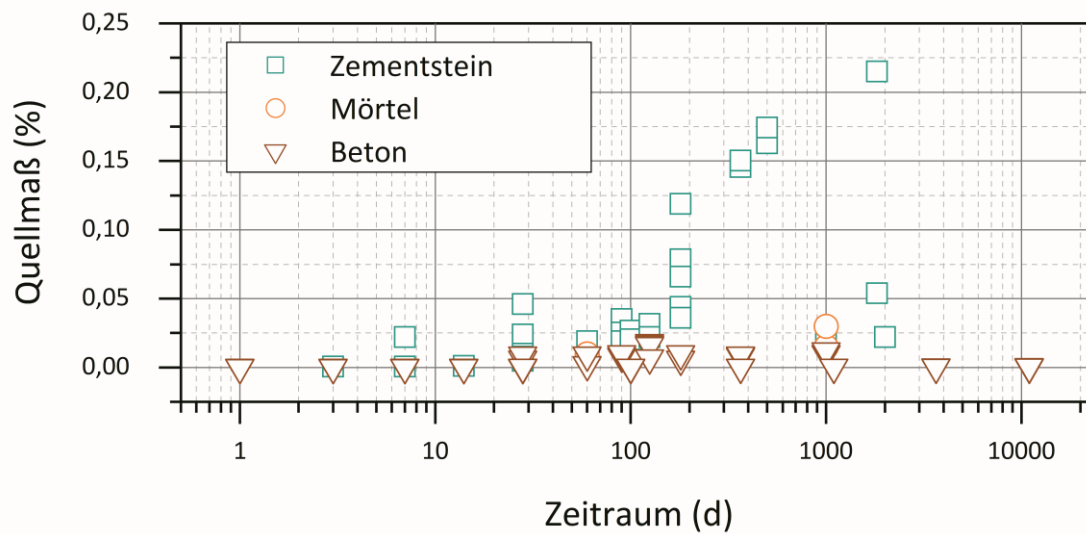


Abbildung 2.10: Literaturwerte der Quellmaße von Zementstein, Mörtel und Beton, Werte entnommen aus (Brooks 2005; Fleischer 1992, A1/7; Hofheinz 2003, S. 61; Kühl 1961, S. 394; L'Hermite 1960)

Die Quellvorgänge in zementgebundenen Baustoffen finden kontinuierlich bei niedrigen Änderungsraten statt (Brooks 2015, S. 139). Die lineare Änderungsrate infolge des Quellens ist allerdings zeitlich begrenzt. Grenzwerte des Quellmaßes für zementgebundene Baustoffe können nicht angegeben werden (L'Hermite 1960). In Meerwasser und unter erhöhtem Druck ist das Quellen von Betonen größer als unter Atmosphärendruck. Betone aus Portlandzement haben unter diesen Bedingungen ein signifikant höheres Quellverhalten als Vergleichsbetone aus Hochofenzement. (Bijen und Wegen 1994)

Beim Erfassen der Volumenänderung infolge der Aufnahme von Kapillar- und Gelwasser hat zudem die Probengeometrie einen Einfluss auf die Größenordnung des Quellens. Bei kleineren Abmessungen kann umgebendes Wasser den Zementstein in höherem Maße durchdringen. Für Zementsteine aus Portlandzement mit einem w/z -Wert von 0,3 nimmt mit kleiner werdenden Querschnitten der Probekörper die Längenänderung bei Lagerung in einer Nebelkammer bzw. bei Wasserlagerung zu (Miyazawa und Monteiro 1996; Tazawa und Miyazawa 1997). Der Einfluss der Probekörperabmessungen auf lastunabhängige Verformungen zementgebundener Baustoffe wurde bereits von Kühl (1961, S. 391) angemerkt.

Untersuchungen von Hofheinz an Portlandzementsteinen zeigten einen starken Einfluss von Art und Menge zugesetzter Fließmittel auf die Dehnungen bei Wasserlagerung (Hofheinz 2003, S. 63). Das Quellverhalten einer Wasserlagerung bei 8 °C führt anfangs zu geringeren Dehnungen als die Vergleichslagerung bei 20 °C. Mit zunehmender Hydratationsdauer gleichen sich die Quellmaße an und nehmen kontinuierlich bis auf etwa 0,18 % nach 540 Tagen zu (Hofheinz 2003, S. 61).

Der Quellvorgang wird zudem durch die Porosität des Baustoffes bestimmt, da diese die maßgebende Kenngröße für das Eindringen von Wasser darstellt. Bei hohen w/z -Werten ist zudem überschüssiges Wasser vorhanden, welches nicht chemisch gebunden wird und im erhärtenden Gefüge Porenräume schafft. In diesen Porenräumen können gut ausgebildete Aft- und Portlanditkristalle entstehen (Aïtcin 2019, S. 815). Baroghel-Bouny et al. (2006) stellten fest, dass die höheren Quellmaße bei höheren w/z -Werten mit einer Zunahme der mittleren Größe der Portlanditkristalle einherging. Außerdem bilden sich bei höheren w/z -Werten dickere Hüllen aus C-S-H-Phasen um Zementklinkerkörner, welche aufgrund ihres Volumens einen Beitrag zum Quellmechanismus leisten können (Baroghel-Bouny et al. 2006). Die Dicke der

Umhüllungen ist mit einer Zunahme an C-S-H-Schichten verbunden, wodurch in den Zwischenschichten mehr Wasser gebunden werden kann. Das makroskopische Quellverhalten des Zementsteins bei Wasserlagerung resultiert gemäß dem *Münchner-Modell* (siehe 2.1.4.4) zum einen aus dem Spaltdruck des eindringenden Wassers in den Zwischenschichten des Zementgels und zum anderen aus den hygrischen Dehnungen der Gelpartikel durch die abnehmende Oberflächenspannung infolge eines absorbierten Wasserfilmes (Wittmann 1977, S. 81–83).

Experimentelle Untersuchungen zum Einfluss des Quellverhaltens zementgebundener Baustoffe auf die Tragwirkung geotechnischer Elemente unter praxisnahen Randbedingungen sind in der Literatur nicht beschrieben. Mayer untersuchte den Verpressvorgang von Zementsuspensionen in nichtbindigen Böden. In trockenem Sandboden wurden nach dem Verpressen von Zementsuspensionen radiale Verformungen von 0,022 bis 0,036 mm beschrieben, die auf das Quellen des noch nicht erhärteten Zements innerhalb der ersten 16 bis 18 Stunden zurückgeführt wurden. Mayer postulierte, dass bei ausreichendem Wasserangebot im Baugrund eine ausgeprägte Erhöhung der Radialspannung infolge der Volumenzunahme des Verpresskörpers zu erwarten ist. (Mayer 1983, S. 66–68) Bei der Ausführung von Verpressankern wird angenommen, dass die im nichtbindigen Boden verpressten Zementsteine mit ihren niedrigen w/z -Werten durch das Nachhydratisierungspotential verstärkt vorhandenes Wasser aus dem Baugrund aufnehmen und Quelldrücke entstehen, welche die Ankertragfähigkeit von Verpressankern erhöhen (Domes 2015, S. 13; Wichter und Meiniger 2018, S. 405). Vereinzelt bieten Zementhersteller spezielle Zemente für die Herstellung von Verpressankern an, welche Zusatzmittel enthalten, die eine gezielte Expansion gewährleisten und dadurch zu einer besseren Verspannung im Baugrund führen.

Bei der Herstellung geotechnischer Elemente können zementgebundene Baustoffe aufgrund der Umgebungsfeuchte im Boden bzw. des anstehenden Grundwassers quellen. Dies ist insbesondere für Bauteile anzunehmen, die geringe Abmessungen oder Durchmesser haben und welche über einen hohen Anteil an Zementstein verfügen. Hierzu zählen im Wesentlichen Verpressanker und Mikropfähle. Das Quellverhalten kann sich positiv auf das Tragverhalten des Bauteiles auswirken, da die Quelldrücke die radialen Spannungen in der Kontaktzone erhöhen können. Jedoch sind die betontechnologischen Zusammenhänge, welche die Ausbildung von Quelldrücken begünstigen, komplex und eine Übertragbarkeit von Laborergebnissen auf Bedingungen im Baugrund wie beispielsweise die Umgebungstemperatur nicht ohne Weiteres möglich. Maßgebende Einflussgröße auf das Quellverhalten stellt die Porosität des zementgebundenen Baustoffes dar.

3 Grundlagen des chemischen Angriffs auf zementgebundene Baustoffe

3.1 Einwirkungen aus natürlichen Böden und Wässern

Für die Dauerhaftigkeit zementgebundener Baustoffe im Kontakt mit natürlichen Böden und Wässern ist der Grad des chemischen Angriffs von zentraler Bedeutung. In Deutschland wird das Angriffsvermögen von Wässern natürlicher Zusammensetzung durch die DIN 4030-1:2024-07 geregelt. Hierzu zählen ebenfalls Deponiesickerwässer, Abwässer und Meerwasser. Die Grenzwerte relevanter betonangreifender Stoffe und die sich aus ihnen ergebende Einteilung in Expositionsklassen XA sind in Tabelle 3.1 aufgeführt. Für die Klassifizierung werden nach DIN 4030-1:2024-07 folgende Annahmen getroffen:

- das einwirkende Grundwasser ist stehend oder schwach fließend
- der Angriffsvorrat des einwirkenden Grundwassers ist nicht begrenzt
- das einwirkende Grundwasser ist unmittelbar vorhanden und wirkt permanent
- die angreifende Wirkung des einwirkenden Wassers wird durch die Reaktion mit zementgebundenen Baustoffen nicht vermindert
- die Grundwasser bzw. Bodentemperatur beträgt zwischen 5 °C und 25 °C

Die zugrunde gelegten Annahmen haben zur Folge, dass die zementgebundenen Baustoffe im Kontakt mit einwirkendem Grundwasser als wassergesättigt anzunehmen sind und der Transport angreifender Stoffe überwiegend durch Diffusion erfolgt. Abweichungen von diesen Annahmen beeinflussen den Angriffsgrad des chemischen Angriffs und können ihn verstärken oder abmindern.

Zur Festlegung eines Angriffsgrades eines Grundwassers, werden die chemischen Merkmale gemäß Tabelle 3.1 gleichwertig zueinander beurteilt und einer Expositionsklasse zugeordnet. Bei Einwirkung mehrerer angreifender Stoffe wird der höchste Angriffsgrad maßgebend. Eine Aufstufung wird vorgenommen, sofern zwei oder mehr Werte im oberen Viertel eines Grenzwertbereiches (beim pH-Wert im unteren Viertel) liegen. (DIN 4030-1:2024-07)

3 Grundlagen des chemischen Angriffs auf zementgebundene Baustoffe

Tabelle 3.1: Grenzwerte für die Expositionsklassen bei chemischem Angriff durch Grundwasser und natürliche Böden (nach DIN 4030-1:2024-07)

Chemisches Merkmal		XA1	XA2	XA3
Grundwasser				
SO_4^{2-}	in (mg/L)	≥ 200 und ≤ 600	> 600 und $\leq 3\,000$	$> 3\,000$ und $\leq 6\,000$
pH-Wert	-	$\leq 6,5$ und $\geq 5,5$	$< 5,5$ und $\geq 4,5$	$< 4,5$ und $\geq 4,0$
CO_2 angreifend	in (mg/L)	≥ 15 und ≤ 40	> 40 und ≤ 100	> 100 bis zur Sättigung
NH_4^+	in (mg/L)	≥ 15 und ≤ 30	> 30 und ≤ 60	> 60 und ≤ 100
Mg^{2+}	in (mg/L)	≥ 300 und $\leq 1\,000$	$> 1\,000$ und $\leq 3\,000$	$> 3\,000$ bis zur Sättigung
Boden				
SO_4^{2-}	in (mg/kg) ¹⁾	$\geq 2\,000$ und $\leq 3\,000$ ²⁾	$> 3\,000$ ²⁾ und $\leq 12\,000$	$> 12\,000$ und $\leq 24\,000$
Säuregrad	-	> 200 Bauman-Gully		in der Praxis nicht anzutreffen

¹⁾ Tonböden mit einer Durchlässigkeit von weniger als 10^{-5} m/s dürfen in eine niedrigere Klasse eingestuft werden

²⁾ Falls die Gefahr der Anhäufung von Sulfationen im Beton – zurückzuführen auf wechselndes Trocknen und Durchfeuchten oder kapillares Saugen – besteht, ist der Grenzwert von 3 000 mg/kg auf 2 000 mg/kg herabzusetzen.

Die Grenzwerte aus DIN 4030-1:2024-07 werden ebenfalls in der DIN EN 206-1:2001-07 in Verbindung mit DIN 1045-2:2008-08 angewendet. Die Beschreibung bzw. Einstufung der Umgebung gemäß der zugeordneten Expositionsklasse ist in Tabelle 3.2 dargestellt. Die Anmerkungen und Beispiele nach DIN 1045-2:2008-08 implizieren eine Übertragbarkeit der Grenzwerte aus Tabelle 3.1 auf andere Anwendungsbereiche. Die Randbedingungen einer solchen Übertragbarkeit sind jedoch unklar. Die Eigenschaften und Merkmale von natürlichen Grundwässern und Böden sind mit den Untersuchungsmethoden nach DIN 4030-2:2024-07 zu bestimmen. Des Weiteren sind die zugrundeliegenden Normen der entsprechenden Prüfverfahren im Anhang Tabelle A 1.1 gegeben. Zu beachten ist, dass die Analyse des Gehalts kalklösender bzw. kalkaggressiver Kohlensäure in DIN 4030-2:2024-07 bzw. DIN EN 13577:2007-07 mit dem Marmorlösungsversuch nach Heyer (1888) bestimmt wird. Die Schwierigkeiten bei diesem Versuch sowie die Unsicherheiten des Ergebnisses wurden bereits von Terzaghi (1949) angemerkt. Auf die Fehleranfälligkeit gängiger Messmethoden zur Bestimmung des Gehalts an kalkaggressiver Kohlensäure weist beispielsweise Rogers (1973) hin. Daher wird beispielsweise gemäß der Trinkwasserverordnung die Calcitlösekapazität nicht mehr versuchstechnisch bestimmt, sondern nach DIN 38404-10:2012-12 berechnet.

Die Ergebnisse einer Grundwasseranalyse zur Beurteilung der Aggressivität gegenüber zementgebundenen Baustoffen müssen in einem hydrogeologischen Kontext betrachtet werden. Die mittels Laborverfahren ermittelten Werte täuschen eine Genauigkeit vor, wie sie im dynamischen System des Grundwassers nur mit Einschränkung vorliegt. Zwar sind die Ergebnisse zum Zeitpunkt und am Ort der Probenentnahme relativ exakt, jedoch sind die Druckverhältnisse zwischen Grundwasser im Untergrund und Grundwasserprobe abweichend. Dies hat zum Beispiel Auswirkungen auf die Bestimmung des CO_2 -Gehalts.

Tabelle 3.2: Nomenklatur des Angriffsgrades bei chemischem Angriff durch Grundwasser und natürlichen Böden (nach DIN EN 206-1:2001-07; DIN 1045-2:2008-08)

Expositionsklasse	Beschreibung der Umgebung
XA1	chemisch schwach angreifend
XA2	chemisch mäßig angreifend
XA3	chemisch stark angreifend

Es sei an dieser Stelle erwähnt, dass aufbauend auf den in Tabelle 3.1 gegebenen Grenzwerten und daraus resultierenden Klassifizierung in DIN 19573:2016-03 Expositionsklassen XWW definiert werden. Diese Norm regelt Anforderungen und Prüfverfahren zementgebundener Mörtel von Entwässerungsanlagen. Dabei wurde mit der Expositionsklasse XWW4 explizit der Angriff durch biogene Schwefelsäure erfasst.

Zur Beurteilung und Bewertung des Einwirkens von chemischen Stoffen, welche außerhalb des Geltungsbereichs der DIN EN 206-1:2001-07 bzw. der DIN 4030-1:2024-07 liegen, sei auf (Hermann 1995; Krenkler 1980; Plank und Brandl 2009, S. 80–91) verwiesen.

3.2 Relevante Angriffsszenarien im Baugrund

3.2.1 Chemischer Angriff durch Sulfate

3.2.1.1 Herkunft und Vorkommen

Sulfat ist die oxidierte Form des Schwefels. Die umfangreichste geogene Quelle von Sulfat liegt in Evaporit-sedimentgesteinen als Gips bzw. Anhydrit (Hem 1985, S. 113). Sulfat ist geochemisch sehr beweglich und insbesondere in Grundwässern des Mittleren Muschelkalks durch Auslaugung von Gipsvorkommen in hohen Konzentrationen anzutreffen (Merkel und Sperling 1996, S. 101). Die SO_4^{2-} -Konzentration der Grundwässern in Gipsgesteinformationen erreicht oftmals die Sättigungskonzentration des Gips und entspricht für typische Grundwassertemperaturbereiche etwa 1 400 mg SO_4^{2-} /L (Mattheß 1994, S. 322). Durch vulkanische Exhalation können sich Schwefel-Spezies im Grundwasser anreichern und ggf. eine hohe Sulfatkonzentration bewirken (White 1957b). In Meerwasser sind ebenfalls hohe Konzentrationen an Sulfationen vorhanden. Entsprechend können Fluss- und Grundwässer, die durch Meerwasser oder Brackwasser beeinflusst sind, eine erhöhte Sulfatkonzentration aufweisen. In humiden Zonen ist Schwefel im Boden vorwiegend in organischen Substanzen gebunden (Biczók 1968, S. 214). Durch den Abbau dieser organischen Verbindungen wird Sulfat gebildet, welches in Grund- und Oberflächenwasser ausgewaschen wird (Mattheß 1994, S. 321). In Tonböden, die als Grundwassernichtleiter fungieren, kann sich ausgewaschenes Sulfat aus dem Oberboden anreichern. Schwefel aus der Atmosphäre, welches seinen Ursprung in vulkanischer Aktivität und industrieller Verunreinigung hat, wird der ungesättigten Zone durch Niederschlag zugeführt (Mattheß 1994, S. 320–321). Anthropogener Eintrag von Sulfat ins Grundwasser erfolgt durch Düngung und Einsatz schwefelhaltiger Fungizide in der Landwirtschaft sowie durch Deponiesickerwässer und Bauschutt. Zudem können Kippengrundwässer im Braunkohletagebau hohe SO_4^{2-} -Konzentrationen enthalten. (Merkel und Sperling 1996, S. 97, S. 100) Eine Übersicht über die chemische Beschaffenheit von Kippengrundwässern der deutschen Braunkohlereviere ist in (Wisotzky et al. 2018, S. 212, S. 221–222) zu finden. Die hohen Sulfatkonzentrationen sind u. a. auf die Oxidation von Eisensulfid zurückzuführen.

Unter anaeroben Bedingungen ist Schwefel überwiegend in Eisensulfiden gebunden, welche durch die mikrobielle Reduktion von Fe^{3+} zu Fe^{2+} und SO_4^{2-} zu H_2S entstehen. Unter voranschreitender Diagenese bilden sich die stabilen Eisendisulfide Pyrit und Markasit in Sedimentgesteinen. (Amelung et al. 2018, S. 549) Eisensulfidminerale können aber auch in magmatischen oder metamorphen Gesteinen entstehen, sodass ihr Vorkommen lokal begrenzt ist (Wisotzky 2015). Durch Belüftung infolge einer Baumaßnahme oder Grundwasserspiegelabsenkung werden die Sulfidminerale teilweise oxidiert. Durch diese Oxidation werden Schwefelsäure und Sulfat freigesetzt (Breitenbücher und Wisotzky 2005). Gesteins- bzw. Bodenarten mit erhöhten Eisensulfidmineralgehalten können organikhaltige Sande, Ton, Schluff, Mergel oder Tonschiefer sein (Wisotzky 2015). Zudem können in norddeutschen Moor- und Marschböden singulär sulfatsaure Böden angetroffen werden (Gröger et al. 2008). Eine Übersicht über weit verbreitete eisensulfidhaltige Gesteinsformationen ist in (Wisotzky 2015) zu finden. In Anhang A der DIN 4030-1:2024-07 ist die Verbreitung pyrithaltiger Gesteine bzw. pyrithaltiger Karbonatgesteine in Deutschland dargestellt. Es ist zu beachten, dass diese Darstellungen für den oberflächennahen Bereich bis 10 m unter Geländeoberkante gelten. Bei der Errichtung von Gründungselementen unterhalb dieses Horizontes, können sich ggf. abweichende Verbreitungsgebiete für pyrithaltige Gesteinsformationen ergeben.

3.2.1.2 Mechanismus des Angriffs durch Sulfate auf zementgebundene Baustoffe

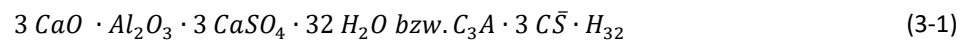
Sulfationen können in zementgebundenen Baustoffen mit Hydrat- und Klinkerphasen unter Bildung von Sulfatmineralen reagieren. Diese neugebildeten Minerale können durch Volumenzunahme zu Treiberscheinungen oder zu einem Verlust der Festigkeit der Bindemittelmatrix führen. Man unterscheidet die Bildung von Ettringit, Gips und Thaumasit. Da Gips als Erstarrungsregler im Zementklinker enthalten ist und Ettringit bzw. Monosulfat bei der Hydratation des Zementklinkers entstehen, werden die bei einem Sulfatangriff gebildeten Phasen als sekundäre Sulfatminerale bezeichnet (Siebert und Gerlach 2018, S. 912). Des Weiteren wird zwischen einem äußeren und inneren Angriff unterschieden (Bensted et al. 2007, S. 86). Beim äußeren Angriff dringt Sulfat aus Böden oder Grundwässern in den Baustoff ein und schädigt diesen. Beim inneren Angriff werden im Baustoff eingeschlossene Sulfate freigesetzt und führen in der erhärteten Bindemittelmatrix zu Schadreaktionen. Allerdings ist bei einem inneren Angriff die Menge an Sulfat begrenzt wodurch sich die Intensität des Angriffs im zeitlichen Verlauf abschwächt (Stark und Wicht 2013, S. 163). Bei der Errichtung geotechnischer Elemente ist der Eintrag von Sulfat durch Bodenbestandteile oder Grundwasser herstellbedingt nicht auszuschließen. Die Menge und Verteilung der eingetragenen Sulfate hängt vom Verfahren ab und kann dabei auf die Randzone begrenzt sein oder den Baustoff im gesamten Querschnitt betreffen.

Die C-S-H-Phasen im Zementstein sind in der Lage gelöste Sulfationen durch Absorption zu binden. Die Kapazität ist abhängig vom pH-Wert und der Temperatur. Ein hoher pH-Wert begünstigt die Absorption während niedrige Temperaturen die Kapazität reduziert (Divet und Randriambololona 1998). Das Sulfat wird sowohl in äußeren und inneren Calciumsilicathydrat-Schichten gebunden. Erreicht die absorbierte Sulfatmenge eine Sättigungskonzentration kommt es zur Ausfällung von Ettringit und Gips innerhalb des C-S-H-Gels. (Chabrelié 2010, S. 82–83, S. 101-104) Infolge des Sulfatangriffs und der damit einhergehenden Änderung des pH-Wertes der Porenlösung wird die Mikrostruktur der C-S-H-Phasen aufgelockert und Calcium aus der Zwischenschicht gelöst (Liu et al. 2021).

Die Bildung von sekundärem Ettringit und Gips hängen von der vorhandenen Sulfatkonzentration ab und überlagern sich (Stark und Wicht 2013, S. 163–164). Die Reaktionskinetik und Art des Angriffes werden maßgeblich durch die assoziierten Kationen beeinflusst bzw. durch vorhandene Carbonatquellen bei der Bildung von Thaumasit. Nachfolgend werden die Mechanismen zur Bildung der einzelnen Schadminerale infolge der Reaktion mit Sulfat vorgestellt.

Mechanismen der Ettringitbildung

Das Mineral Ettringit wird bevorzugt bei niedrigen Sulfatkonzentrationen $< 1\,000\text{ mg }SO_4^{2-}/L$ (Biczók 1968, S. 225) und niedrigen Umgebungstemperaturen (Stark und Wicht 2013, S. 167) gebildet. Die chemische Zusammensetzung von Ettringit ist in (3-1) gegeben. Die Struktur von Ettringit enthält Kristallwasser, welches teilweise leicht abgegeben werden kann. Allerdings sind 24 Wassermoleküle strukturnotwendig, so dass deren Abgabe auch mit der Zersetzung des Minerals verbunden ist (Göske et al. 2007). Morphologisch lassen sich die Ettringitkristalle mit expansiver Wirkung auf das Gefüge als kleine, stäbchenförmige Kristalle mit einer Länge von 1 bis 2 μm und einer Dicke von etwa 100 bis 200 nm beschreiben, welche zudem eine hohe Wasseradsorptionskapazität besitzen (Mehta 1983).



Ettringit kann sich abhängig vom Ausgangsphasenbestand auf verschiedenen Reaktionswegen bilden. Wesentliche Einflussgröße ist die Zusammensetzung des Bindemittels. Für die Bildung von Ettringit ist das Vorhandensein von Aluminium erforderlich. Sulfationen können mit vorhandenen Calciumsulfatrelikten und dem in den AFm- oder Calciumaluminathydrat-Phasen gebundenem Aluminium Ettringit bilden (Stark und Wicht 2013, S. 167). Eine weitere Aluminiumquelle kann unhydratisiertes C_3A darstellen (Gollop und Taylor 1992; Skalny et al. 2002, S. 58). In klinkerreduzierten Zementen können sich Calciumaluminatsilicathydrate bilden, dessen Aluminium für die Ettringitbildung zur Verfügung steht (Irbe 2019, S. 114; Müllauer 2013, S. 59). Für die Stabilität des gebildeten sekundären Ettringits ist der pH-Wert der Porenlösung ebenfalls von Bedeutung. Im pH-Bereich zwischen 10,5 und 13,2 ist Ettringit stabil und zersetzt sich bei niedrigeren pH-Werten (Damidot und Glasser 1993). Das Calcium für die Bildung sekundären Ettringits stammt anfänglich aus der Zersetzung des Portlandits und wird im weiteren Verlauf der Einwirkung von Sulfat den C-S-(Gollop und Taylor 1992).

Durch die Volumenvergrößerung gegenüber den Ausgangsphasen führt die Ettringitbildung zu Dehnungen, welche gefügeschädigend sind. Um diese Dehnungen zu beschreiben, existieren verschiedene Theorien. Eine Übersicht über diese liefert (Müllauer 2013, S. 14). Für den treibenden Charakter durch die Entstehung von Ettringit ist der Aufbau eines Kristallisationsdruck verantwortlich. Für diesen Kristallisationsdruck ist eine Übersättigung der Porenlösung hinsichtlich der festen, kristallinen Phase eine hinreichende Bedingung (Chatterji und Thaulow 1997). Zudem muss das Kristallwachstum durch einen Mangel an Expansionsraum behindert werden (Stark und Wicht 2013, S. 170), wobei für die Entstehung eines Treibprozesses keine vollständige Auffüllung eines Porenraums notwendig ist (Schmidt-Döhl 1996, S. 85). Der Kristallisationsdruck entsteht in unmittelbarer Nähe zu den Reaktanten der Ettringitbildung im feinen Porenbereich der Bindemittelmatrix (Schmidt et al. 2009; Taylor et al. 2001). Je kleiner der Porenraum ist, umso größer ist die Übersättigung der Porenlösung hinsichtlich des Ettringitkristallwachstums und umso größer ist der sich einstellende Kristallisationsdruck. Allerdings nimmt dieser Druck in größeren Poren, in den sich auch größerer Ettringitkristalle bilden, ab. (Scherer 2004) Auch muss es in komplexen Porensystemen einen unteren Grenzradius der Ettringitbildung geben (Schmidt-Döhl 1996, S. 87). Die Dehnungen der Bindemittelmatrix führen beim Überschreiten der Zugfestigkeit zur Bildung von Mikrorissen, welche ein Netzwerk ausbilden und in Haftrissen zwischen Gesteinskörnung und Matrix münden (Malorny 2003, S. 39). Diese bilden einen Expansionsraum für die dort spannungsfrei entstehenden Ettringitphasen (Malorny 2003, S. 50). Neben der Bildung anhand der Kristallisationsdruck-Theorie sind auch Kombinationen verschiedener Bildungsmechanismen denkbar. So beobachtete Malorny (2003, S. 51) eine räumlich begrenzte Ettringitbildung im Nahbereich von Zementklinkerrelikten und homogen in der Matrix verteilten AFm-Phasen, welche auf einen topochemische Genese hindeuten. Gasser (1987, S.

183–184) beobachtete für luft- und wasserdicht gelagerte, mit Gips angereicherte Zementsteinproben eine Volumendehnung infolge einer Ettringitbildung, welche ebenfalls auf eine topochemische Bildungskinetik schließen lässt.

Die Porosität und ihre Verteilung im zementgebundenen Baustoff hat einen entscheidenden Einfluss auf die schädigende Ettringitbildung infolge eines Sulfatangriffes. Bevor das Mikrogefüge des Zementsteines durch Risse geschädigt wird, nimmt die mechanische Festigkeit innerhalb von 12 Monaten Einlagerungsdauer durch die gefügeverdichtende Wirkung der Ettringitkristallbildung zu. Bei Mörteln nimmt die mechanische Festigkeit des Gefüges nach dieser Einlagerungsdauer ab. (Bonakdar et al. 2012) Allerdings wurden von Schmidt-Döhl (1996, S. 174) in der Frühphase der Exposition Zunahmen der Festigkeitskennwerte auch von Mörteln beobachtet. Der Transport von Sulfationen in den Porenraum des zementgebundenen Baustoffes ist eine weitere entscheidende Größe für den Angriffsmechanismus. Allerdings ist eine hohe Sulfatkonzentration im Inneren des Baustoffes nur ein indirektes Maß der schädigenden Wirkung, da die Bildung von Schadmineralen insbesondere Ettringit dem Konzentrationsprofil des eindringenden Sulfats nachgelagert ist (Lothenbach et al. 2010). Auch Schmidt-Döhl (1996, S. 42–43, S. 166–167) konnte zeigen, dass bei schnellen Transportprozessen die Ettringitneubildung dem Sulfateindringen nachhinkt, und der Prozess nur bei Berücksichtigung der Kinetik der Ettringitneubildung simuliert werden kann. In der Frühphase des Sulfatangriffes wird der Kapillarporenraum zementgebundener Baustoffe durch die Bildung sulfathaltiger Phasen verkleinert und es kommt durch die Veränderung der Transportrandbedingungen zu einer Verlangsamung der Eindringgeschwindigkeit von Sulfationen (Müllauer 2013, S. 79–80). Diese Gefügeverdichtung ist bei Mörteln in Porenradienbereich zwischen 25 und 50 nm zu beobachten. Bei geringeren w/z -Werten ist die Abnahme der Durchlässigkeit von Mörteln infolge dieser Porenraumverdichtung umso ausgeprägter. (Ikumi et al. 2019)

Mechanismen der Gipsbildung

Das Mineral Gips bezeichnet die wasserreiche Form des Calciumsulfats mit der chemischen Formel $CaSO_4 \cdot 2 H_2O$. Gips bildet sich allerdings nur bei hohen Sulfatkonzentration als primäres Schadmineral (Biczók 1968, S. 225). Die Löslichkeit von Gips nimmt mit sinkender Temperatur ab und ist zudem stark von vorhandenen Fremdionen abhängig (Wisotzky et al. 2018, S. 72). Die Sulfationen reagieren mit vorhandenem Calciumhydroxid des Zementsteines ab einer Sulfatkonzentration von etwa 1 400 mg/L zu Calciumsulfat. Allerdings ist diese Reaktion stark von der Alkalität der Porenlösung abhängig. (Bellmann et al. 2006) Ob die Gipsbildung infolge eines Sulfatangriffes einen expansiven Charakter aufweist, wird kontrovers diskutiert. Problematisch ist dabei zum einen, dass Laboruntersuchungen oftmals mit sehr hohen Sulfatkonzentrationen durchgeführt werden und dadurch die Angriffskinetik verändert wird (Bellmann et al. 2006; Schmidt et al. 2009). Zum anderen überlagert sich unter diesen Randbedingungen die Gipsbildung mit der Bildung von Ettringit (Stroh et al. 2015; Wang 1994). Für die isolierte Betrachtung der Dehnungen infolge einer Gipsbildung, zeigen Untersuchungen an aus Alit hergestellten Zementsteinen und Mörteln einen Zusammenhang zwischen der gebildeten Gipsmenge und den Volumenzunahmen der Probekörper (Santhanam et al. 2003; Tian und Cohen 2000). Laboruntersuchungen anderer Autoren konnten initial beobachtete Dehnungen nicht mit der Gipsbildung in Verbindung bringen. Vielmehr bildet sich Gips in einer zweiten Dehnungsphase im bereits gefügeschädigten Baustoff in den vorhandenen Rissen. (Müllauer 2013, S. 110; Schmidt et al. 2009) Dies wird durch die Annahme von Mather (1997) unterstützt, dass bei einer Bildungskinetik, nach welcher Gips aus einer übersättigten Lösung kristallisiert, nur der vorhandene Porenraum gefüllt wird ohne einen Kristallisationsdruck aufzubauen. Die Gipsbildung führt zu einer Erweichung der Zementsteinmatrix und damit einhergehendem Kohäsionsverlust (Rasheeduzzafar et al. 1994). Durch die Umwandlung des Calciumhydroxides in Gips ändert sich die Alkalität sowie der Sulfatgehalt der Porenlösung. In der Folge kommt es zur Adsorption des Sulfates in den

Calciumsilicathydratphasen, welche einen Steifigkeitsverlust bewirkt. Dies führt zum Herabsetzen des Adhäsionsvermögens zwischen der Bindemittelmatrix und der Gesteinskörnung und beeinflusst dadurch die Integrität des zementgebundenen Baustoffes negativ. (Mehta 1983)

Mechanismen der Thaumasitbildung

Thaumasit ist ein Mineral mit der chemischen Zusammensetzung $CaCO_3 \cdot CaSO_4 \cdot CaSiO_3 \cdot 15 H_2O$ (Bensted 2003). Thaumasit bildet sich bei Temperaturen unter 15 °C (Bensted 2003), jedoch bevorzugt im Temperaturbereich von 0 bis 5 °C (Santhanam et al. 2001). Für die Bildung infolge eines Einwirkens von Sulfaten sind neben einem ausreichenden Feuchteangebot zudem Carbonat- und Siliciumionen erforderlich. Da das erforderliche reaktive Silicium aus den festigkeitsbildenden C-S-H-Phasen stammt, führt eine Thaumasitbildung zur Entfestigung der Zementsteinmatrix. Die für die Reaktion erforderliche Carbonatquelle kann zum einen von außen durch carbonathaltige Grundwässer und Böden oder von innen durch calciumcarbonathaltige Gesteinskörnung oder Zementbestandteile bereitgestellt werden (Lipus und Puntke 2003a).

Grundsätzlich wird beim Bildungsmechanismus zwischen einem direkten und indirekten Bildungsweg unterschieden (Bensted 2000). Nach Crammond (2003) ist die Thaumasitbildung zudem durch eine topochemische Austauschreaktion mit dem strukturell ähnlich aufgebauten Ettringit möglich. Dabei wird Aluminium durch Silicium sowie Sulfat und Wasser durch Carbonat- und Sulfationen ausgetauscht (Crammond 2003).

Beim direkten Bildungsweg entsteht Thaumasit aus einer übersättigten Lösung durch Reaktion von Calciumsilicathydraten mit in der Porenlösung enthaltenen Sulfat- und Carbonationen. Dabei wird das Silicium direkt aus den C-S-H-Phasen abgebaut. (Bensted 2003) Herkunft der Reaktanten können Calciumcarbonat und Calciumsulfat sein.

Beim indirekten Bildungsweg entsteht aus Ettringit, das infolge einer Sulfateinwirkung gebildet wurde, der Mischkristall Woodfordit unter Austausch der Calciumaluminat durch Calciumsilicat. Dieses siliciumhaltige Ettringit hat Endglieder bestehend aus Ettringit und Thaumasit. (Bensted 2003; Lukas 1975) Durch Einbau von Calciumcarbonaten wird Woodfordit in Thaumasit umgewandelt (Bensted 2000).

Die Thaumasitbildung ist in zementären Systemen über beide Bildungswege unabhängig voneinander möglich (Lipus und Thielen 2006, S. 21). Der gefügeschädigende Charakter der Thaumasitbildung ist an den indirekten Bildungsweg und die Bildung von sekundärem Ettringit gekoppelt. Innerhalb der gefügeschädigten Matrix kann sich bei niedrigen Temperaturen dann verstärkt Thaumasit bilden. Ohne Schädigung des Gefüges findet eine langsame Bildungsreaktion von der Baustoffoberfläche her statt. (Lipus und Puntke 2003b) Ab einem pH-Wert von 7 wird Thaumasit instabil. Für seine Bildung sind allerdings pH-Werte größer 10,5 erforderlich. (Gaze und Crammond 2000)

3.2.1.3 Betontechnologische Aspekte des Angriffs durch Sulfate

Bei einem chemischen Angriff durch Sulfate in natürlichen Böden und Grundwässern begünstigen die Umgebungsbedingungen eine Thaumasitbildung, falls ausreichend Carbonat vorhanden ist. Bindemittelsysteme, welche nur geringe Anteile an Calciumhydroxid enthalten, zeigen einen erhöhten Widerstand gegenüber einer schädigenden Thaumasitbildung bei natürlichen Konzentrationsbereichen für Sulfate. Dies ist auf die Bildung von C-S-H-Phasen mit sehr niedrigem Ca/Si-Verhältnis zurückzuführen. (Bellmann und Stark 2006, 2008) Experimentelle Untersuchungen zeigen, dass für ein Ca/Si-Verhältnis von 1,0 oder geringer der Sulfatwiderstand der Bindemittelsysteme aufgrund des Fehlens von Calciumhydroxid erhöht

ist. Ebenso wird eine schädigende Ettringitbildung unterbunden. (Bellmann und Stark 2008) Eine Verringerung bzw. Vermeidung carbonathaltiger Bestandteile in zementgebundenen Baustoffen ist zweckdienlich, um eine schädigende Thaumasitbildung zu unterbinden. Thaumasitschäden in zementgebundenen Baustoffen treten meistens bei der Verwendung carbonathaltiger Gesteinskörnung und/oder Kalksteinsmehl aus Klinkerersatzstoff auf (Freyburg und Berninger 2003; Lipus und Thielen 2006, S. 39–41; Mingyu et al. 2006). Bei vorhandener externer Carbonatquelle können zementgebundene Baustoffe, welche ohne carbonathaltige Bestandteile ausgeführt wurden, dennoch durch Thaumasitbildung geschädigt werden (Clark et al. 2002, S. 31). Die Begrenzung des internen Carbonatangebots hat demnach lediglich eine hinreichende Funktion des Baustoffwiderstandes.

Für die Gipsbildung ist neben der Sulfatkonzentration die Menge an Calciumhydroxid im Bindemittelsystem eine entscheidende Einflussgröße. Dieses entsteht überwiegend bei der Hydratation des Alits, welches den Hauptanteil in Portlandzementklinkern ausmacht. Entsprechend nimmt mit zunehmendem C_3S -Gehalt die Menge an gebildetem Gips und auch Ettringit zu. (Shanahan und Zayed 2007) Niedrige Alitgehalte führen zu einer Feinverteilung des gebildeten Gips in der Bindemittelmatrix (Cao et al. 1997).

Die Porosität und insbesondere die Porenradienverteilung ist eine wesentliche Steuerungsgröße zur Erhöhung des Widerstandes gegenüber dem Eindringen von Sulfationen. Das Zusammenspiel zwischen Angriffsmechanismus und Porosität ist jedoch komplex. So haben zementgebundene Baustoffe mit erhöhter Porosität in der Frühphase des Angriffs geringere Treibschäden, da die expansiven Phasenneubildungen Ettringit oder Gips sich bevorzugt im großen Porenraum bilden und dieser entsprechend einen dämpfenden Effekt haben kann (Ikumi et al. 2019). Konträr dazu erhöhen niedrige w/z -Werte den Sulfatwiderstand von Betonen durch Reduzierung der Kapillarporosität wodurch das Eindringen von Sulfationen begrenzt wird (Stark und Wicht 2013, S. 165).

Die Bewertung des Widerstands von Bindemittelsystemen aus Lagerungsversuchen im Labor sind aufgrund der Sensibilität der Angriffskinetik im Hinblick auf den dominierenden Angriffsmechanismus kritisch zu bewerten. Zum einen hat die verwendete Sulfatlösung einen erheblichen Einfluss auf die schädigende Wirkung des Sulfatangriffs. Zum anderen bewirken hohe Konzentrationen aufgrund des Konzentrationsgradienten zwischen Lösung und Baustoff ein beschleunigtes Eindringen (Liu et al. 2019). Unter Laborbedingungen und bei Temperaturen über 20 °C wird üblicherweise keine Thaumasitbildung beobachtet (Rossetti et al. 2021). Des Weiteren unterscheidet sich der Schädigungsmechanismus verschiedener Bindemittelsysteme bei hohen Sulfatkonzentrationen. Mörtel aus Hochofenzementen zeigen oftmals geringere Dehnungen als Vergleichsproben aus Portlandzement, obwohl die Bildung von Ettringit innerhalb der Gelpase der Bindemittelmatrix zu einem starken Oberflächenabtrag dieser Mörtel führt und diese dadurch stark geschädigt werden (Yu et al. 2015a).

Die Erhöhung des chemischen Widerstandes von zementgebundenen Baustoffen basiert auf der Reduzierung des Angebots an Aluminium durch die Verringerung des C_3A -Anteils in Portlandzementen oder des Aluminiumgehalts des Hüttensandes in Hochofenzementen. Diese Maßnahme erhöht jedoch nicht den Widerstand gegenüber einer schädigenden Thaumasitbildung (Figg 1999). Der Sulfatwiderstand nimmt mit höherem Substitutionsanteil des ggf. auch aluminathaltigen Portlandzementklinkers zu (Osborne 1999). Die Zugabe von Hüttensand bewirkt eine Verringerung der Menge an gebildetem Ettringit. Des Weiteren ist ein Großteil des Aluminiumoxides in den Calciumsilicathydratphasen gebunden und steht nicht für eine Reaktion mit eindringenden Sulfationen zur Verfügung. (Kunther et al. 2013a; Whittaker 2014, S. 175) Bei der Hydratation von Zementen mit reduziertem Aluminatgehalt entstehen weniger AFm-Phasen und bevorzugt eisenreiches Ettringit (Gollop und Taylor 1995). Reagieren Relikte der Ferritphase mit eindringendem Sulfat entsteht kein gefügeschädigender Kristallisationsdruck (Siebert und Gerlach

2018, S. 928). Dem Angriff durch Sulfat kann sowohl chemisch als auch physikalisch begegnet werden. Im Hinblick auf den Einsatz im Baugrund muss insbesondere die Thaumazitbildung berücksichtigt werden.

3.2.2 Chemischer Angriff durch Ammonium

3.2.2.1 Herkunft und Vorkommen

Bei Ammonium handelt es sich um die Stickstoffverbindung NH_4^+ , welche als Kation Salze bildet. Die Herkunft signifikanter Mengen Ammonium im Grundwasser ist üblicherweise auf anthropogene Quellen zurückzuführen. Diese sind im Wesentlichen der Bodeneintrag durch Verwendung von organischen oder mineralischen Düngemitteln, insbesondere Ammoniumnitrat oder Ammoniumsulfat, sowie die Einleitung und Versickerung von Abwässern aus Privathaushalten, Kommunen und Industrie (Merkel und Sperling 1996, S. 120). Das durch Düngemittel eingetragene Ammonium kann in silicatreichen Böden im Oberboden und auch im Unterboden durch Tonminerale in deren Zwischenschichten fixiert werden (Amelung et al. 2018, S. 524). Verbrennung fossiler Energieträger, Umwandlungs- und Zersetzungsprozesse von organischem Material führen zu einer Emission von Stickstoff in die Atmosphäre. Durch Niederschlag wird der atmosphärische Stickstoff als Ammonium in den Oberboden eingetragen. (Merkel und Sperling 1996, S. 121–122)

Hohe Konzentrationen von Ammonium können auch geogenen Ursprungs sein. In Sedimentschichten mit organischen Bestandteilen wird durch Zersetzungsprozesse NH_4^+ gebildet, welches durch Tonminerale gebunden werden kann. Entsprechend können durch Diagenese tonhaltige Sedimentite gebundenes Ammonium enthalten (Merkel und Sperling 1996, S. 119). In großen Tiefen können paläozoische Ablagerungen in Schluff- und Tonschichten als Quelle für Ammonium im Grundwasser fungieren (Glessner und Roy 2009; Jiao et al. 2010). Eine höhere Salinität des Grundwassers, z. B. in küstennahen Gebieten durch vorherrschende Versalzungsprozesse, begünstigt eine hohe Ammonium-Konzentration (Bratton et al. 2009; Mastrocicco et al. 2013; Seitzinger et al. 1991). Weiterhin können Grundwässer in Bereichen von Öllagerstätten häufig sehr hohe NH_4^+ -Konzentrationen aufweisen (White 1957a). Gelegentlich finden sich auch in vulkanischen Quellen oder Thermalwässern hohe Ammonium-Gehalte (Mattheß 1994, S. 319). In Deutschland sind hohe Ammoniumkonzentrationen geogener Herkunft lokal begrenzt in den norddeutschen Marschgebieten beobachtet worden (Gröngröft 1992, S. 142, S. 152; Pohl et al. 2020). Die Konzentration kann im küstennahen Bereich bis zu 150 mg NH_4^+ /L betragen (Rigo und Unterderweide 2011).

3.2.2.2 Mechanismus des Angriffs durch Ammonium auf zementgebundene Baustoffe

Die Schädigung des Zementsteins infolge des Eindringens von Ammonium-Ionen läuft in zwei Teilprozessen ab: eine Neutralisation des Zementsteins und Ionenaustausch calciumhaltiger Hydratationsprodukte (Nägele et al. 1984). Im basischen Milieu der Porenlösung zerfällt NH_4^+ nach Gleichung (3-2).



Das sich in der Folge bildende gasförmige Ammoniak entweicht je nach Feuchtegehalt des zementgebundenen Baustoffes. Verbleibt es in wässriger Lösung im Baustoff, so wird dadurch die Basizität herabgesetzt (Escadeillas 2013, S. 116). Die infolge der sauren Hydrolyse verbrauchten Hydroxid-Ionen führen zum Absinken des pH-Wertes der Porenlösung. Durch diese Neutralisation wird zunächst das Portlandit instabil. Zudem nimmt die Löslichkeit des Portlandits in ammoniumhaltigen Lösungen zu (Escadeillas 2013, S. 116; Thomas et al. 2004). Durch Ionenaustausch mit Calciumhydroxid können leicht lösliche Calciumsalze gebildet werden (Nägele et al. 1984), welche über den Porenraum abtransportiert werden. Mit dem

Auslaugen des Portlandits und dem weiteren Absinken des pH-Wertes wird zunehmend auch die festigkeitsbildende C-S-H-Phase angegriffen (Carde et al. 1997).

Die aus dem Angriff resultierende Abnahme des Calciumgehaltes im Baustoff ist zunächst mit einem Masseverlust verbunden (Rechenberg und Sylla 1993). In Abhängigkeit vom vorhandenen Anion bzw. Fremdionen können sich auch Friedel'sches Salz (Rechenberg und Sylla 1993; Xiong et al. 2016) oder schwer lösliche Verbindungen wie beispielsweise Calciumhydrogencarbonat bilden (Benedix 2020, S. 403). Die Bildung von Friedel'schem Salz erfolgt durch Adsorption oder Ionenaustausch von Chloridionen in bzw. mit den AFm-Phasen des Zementsteins (Suryavanshi et al. 1996). Untersuchungen in gesättigter Ammoniumchloridlösung zeigen neben der Abnahme des Portlanditgehalts auch eine Abnahme der bei der Hydratation entstandenen AFt-Phase. In der Folge wurde die Bildung von Mischphasen aus Ettringit und Thaumasil aus internen Carbonatquellen beschrieben, welche mit einem weiteren Absinken des pH-Wertes der Porenlösung im Porenraum zu Gips umgewandelt wurden. (Słomka-Słupik et al. 2018) Mit dem Herauslösen der Hydratphasen geht eine Zunahme der Porosität und damit verbunden eine Veränderung der Porenstruktur einher (Perlot et al. 2007; Phung et al. 2016). Die Festigkeit der zementgebundene Baustoffe nimmt in der Folge ab, wobei keine makroskopisch erkennbare Schädigung bei Lagerungsversuchen im Untersuchungszeitraum bis zu 4 Jahre festgestellt wurde (Lea 1965; Nägele et al. 1984). Abweichend werden auch Lagerungsversuche beschrieben, bei denen kein Festigkeitsverlust festgestellt werden konnte (Rechenberg und Sylla 1993). Im geschädigten Randbereich finden sich nach vollständiger Auslaugung des Portlandits Restgehalte an Calcium, welche auf nicht hydratisierte Klinkerrelikte und calciumarme C-S-H-Phasen mit niedrigem Ca/Si-Verhältnis zurückzuführen sind (Goedeke 2018, S. 113; Phung et al. 2016; Schmidt 2011, S. 88). Entsprechend ist die korrodierte Randschicht von einer verbleibenden Festigkeit geprägt, welche beispielsweise durch Mikrohärteprüfung über die Tiefe quantifiziert werden kann (Kadlecek und Dohnalek 1982b; Xiong et al. 2016; Yang et al. 2012). Durch die Calciumverarmung infolge des Angriffs durch Ammonium kommt es zur Umwandlung der Struktur der C-S-H-Phasen. Insbesondere die *inner product* C-S-H-Phasen erfahren eine Porositätszunahme sowie eine Umformung zu einem folienartigem Aufbau (Thomas et al. 2004). Als weiteres Korrosionsprodukt verbleibt amorphes Siliciumdioxid, welches zwar über eine hohe Festigkeit verfügt, aber aufgrund der hohen Porosität in der geschädigten Bindemittelmatrix keinen großen Beitrag zur Festigkeit leisten kann.

3.2.2.3 Betontechnologische Aspekte des Angriffs durch Ammonium

Um den Widerstand zementgebundener Baustoffe gegenüber einem Angriff durch Ammonium zu beurteilen, finden sich in der Literatur Untersuchungen mit teils widersprüchlichen Ergebnissen hinsichtlich der Einordnung der Aggressivität des Angriffs (Maultzsch 1984; Nägele et al. 1984; Rechenberg und Sylla 1993). Die durchgeführten Lagerungsversuche unterscheiden sich in den Versuchsrandbedingungen, wie beispielsweise der Konzentration oder dem Austausch des Prüfmediums sowie den betontechnischen Faktoren wie dem w/z-Wert oder Bindemittelgehalt.

Das bei der Hydratation von Portlandzementen gebildete Calciumhydroxid ist mit einem Anteil von 20–25 % (Berner 1988; Galan et al. 2015) im Zementstein vorhanden und wirkt als Puffer gegenüber dem lösenden Angriff. Entsprechend sind die sich einstellenden mechanischen Eigenschaften zementgebundener Baustoffe aus Portlandzement weniger von der Ammoniumkonzentrationen des angreifenden Wassers abhängig (Nägele et al. 1984). Der von Rechenberg und Sylla (1993) eingeführte Begriff des Abtrags im Zusammenhang mit einem Ammoniumangriff ist indes irreführend, da die untersuchten Betonproben (Gesteinskörnung 2/8) im Untersuchungszeitraum von 9 Jahren bei 100 mg NH_4^+ /L keine sichtbaren Veränderungen aufwiesen. In der Tendenz konnten für höhere Wasserzementwerte und Zementgehalte höhere Gewichtsverluste beobachtet werden. Die Gewichtsverluste der Betonproben aus Portlandzement

sind im Vergleich zu den Betonproben aus Hochofenzement höher. (Rechenberg und Sylla 1993) Untersuchungen von Wisniewski (1974) zeigten für übliche Ammoniumkonzentrationen in natürlichen Grundwässern eine ausreichende Beständigkeit von Hochofenzementen (Wisniewski 1974). Für ein Stahlbetonbauwerk aus Portlandzement mit einem w/z von 0,5 wurden nach 6 Jahren Beaufschlagung mit 300 mg NH_4^+ /L im Rahmen einer Versuchsreihe keine Veränderung der Betonoberfläche festgestellt. Untersuchungen der Porenradialverteilung mittels Quecksilberdruckporosimetrie zeigte keine Veränderungen infolge des Angriffs durch Ammonium. Ebenso zeigten röntgenographische Untersuchungen des kristallinen Phasenbestandes über die Tiefe des Versuchsbauwerkes keinerlei Auffälligkeiten. (Bruder 2007, S. 67, S. 74) Die Zunahme der Porosität ist für Zementstein aus Portlandzement zu Beginn der Ammoniumeinwirkung ausgeprägter, nimmt aber mit der Zeit ab. Im Vergleich dazu zeigt Zementstein aus Hochofenzement eine anfänglich langsamere Porositätszunahme, die aber mit zunehmender Dauer der Einwirkung zu hohen Porositäten führt. Diese sind auch auf Diskontinuitäten in der Kontaktzone zwischen unhydratisierten Hüttensandkörnern und dem umgebenden Zementstein zurückzuführen. (Słomka-Słupik et al. 2018) Die Festigkeit bzw. die Härte der korrodierten Bindemittelmatrix ist bei geringeren w/z-Werten des Zementsteins höher und nimmt über den Querschnitt des beanspruchten Bauteils in geringerem Maße ab (Yang et al. 2012).

Um dem lösenden Angriff durch Ammonium im Grundwasser zu begegnen, sind zementgebundene Baustoffe so zu wählen und abzustimmen, dass ein möglichst gefügedichter Baustoff entsteht. Mit zunehmendem Anteil an Gesteinskörnung ist mit einer Erhöhung der Dauerhaftigkeit zu rechnen, da dies die Tortuosität erhöht und die Gesteinskörnung als inerter Anteil in der Bindemittelmatrix verbleibt. Die dem Ammoniumangriff exponierte Randzone bleibt auch über längere Nutzungsdauern mechanisch stabil.

3.2.3 Chemischer Angriff durch Magnesium

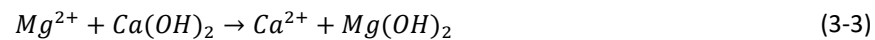
3.2.3.1 Herkunft und Vorkommen

Magnesium bildet als Kation austauschfähige Salze. Es ist in natürlichen Grundwässern üblicherweise geogenen Ursprungs. Im Boden ist Magnesium Bestandteil einer Reihe von gesteinsbildenden Mineralen. Infolge von Verwitterungsprozessen wird Mg^{2+} im Grundwasser bzw. Boden freigesetzt. Ein geringfügiger Anteil Magnesium wird dem Grundwasser über Niederschlagseintrag zugeführt. (Mattheß 1994, S. 308) In Regionen mit magnesiumreichen Gesteinsvorkommen können in Thermalwässern mit hohem Salzgehalt auch hohe Konzentrationen an Mg^{2+} enthalten sein (Hem, S. 98–99). Die höchste Konzentration in natürlichen Grundwässern beläuft sich auf etwa 2 300 mg Mg^{2+} /L (Rechenberg und Sylla 1996). Hohe Konzentrationen an Magnesiumverbindungen finden sich im Meerwasser. In Bereichen in denen Fluss- und Grundwässer durch Meerwasser oder Brackwasser beeinflusst sind, kann Magnesium in erhöhter Konzentration angetroffen werden. Anthropogene Quellen für Magnesium in Grundwässern können Deponiesickerwässer oder der Einsatz magnesiumhaltiger Düngemittel sein (Merkel und Sperling 1996, S. 190).

3.2.3.2 Mechanismen des Angriffs durch Magnesium auf zementgebundene Baustoffe

Die schädigende Wirkung von Magnesium auf zementgebundene Baustoffe beruht auf dem Austausch von Ionen der vorhandenen Calciumverbindungen der Bindemittelmatrix. Beispielhaft zeigt Gleichung (3-3) die Austauschreaktion mit Calciumhydroxid. Als Reaktionsprodukt bildet sich Magnesiumhydroxid bzw. Brucit. Diese Austauschreaktion ist mit einer Zunahme des Feststoffvolumens verbunden (Oberste-Padtberg 1985). In Wasser ist Magnesiumhydroxid schwer löslich. Die Phasenneubildung von Brucit reichert sich in den oberflächennahen Poren und auf der Oberfläche zementgebundener Baustoffe an. Der

Brucitphase kann bei vollständiger Integrität eine Schutzwirkung zugesprochen werden, da durch sie die Durchlässigkeit reduziert wird (Biczók 1968, S. 203–204; Dyer 2014, S. 110; Rechenberg und Sylla 1996).



Das gelöste Calcium bildet in der Folge leicht lösliche Verbindungen, welche aus der Bindemittelmatrix abtransportiert werden können. Mit zunehmender Umwandlung von Portlandit zu Magnesiumhydroxid und der damit verbundenen Abnahme des pH-Wertes folgt ein Angriff auf die C-S-H-Phasen bzw. werden diese instabil. Mg^{2+} -Ionen können Ca^{2+} -Ionen in den C-S-H-Phasen ersetzen und Magnesiumsilicathydrate (M-S-H) bilden (Tumidajski und Chan 1996). Im pH-Bereich von 7,5 bis 12 sind diese M-S-H-Phasen thermodynamisch stabil (Bernard et al. 2017). Die chemische Zusammensetzung der M-S-H-Phasen ist variabel und unterscheidet sich in seiner Struktur von den C-S-H-Phasen. Morphologisch erscheint es folienartig und bindet dabei mehr Wasser als die C-S-H-Phase. (Lothenbach et al. 2015) Die Bildung der M-S-H-Phasen wird begleitet von einer Erhöhung der Porosität und führt in der Folge auch zu einem Festigkeitsverlust des Baustoffes (Santhanam 2013, S. 78). Untersuchungen in Magnesiumchloridlösungen legen nahe, dass durch die Austauschreaktion des Magnesiums mit Portlandit die Porenstruktur aufgeweitet wird, was sich in der Zunahme der kritischen Porenradien zeigt (Moukwa 1990). In Abhängigkeit vorhandener Anionen bzw. Fremdionen wie beispielsweise Cl^- bildet sich Friedel'sches Salz im bereits vorhandenen oder freiwerdenden Porenraum (Moukwa 1990). Die Bildung von Calciumcarbonaten bei Vorhandensein von CO_2 füllt ebenfalls den Porenraum und fügt sich in vorhandene Brucitstrukturen bzw. Schichten ein, welche an der Oberfläche und im angrenzenden Porenraum ausfallen. Die auftretenden Phasenneubildungen infolge der Einwirkung von Magnesium sind mit einer geringfügigen Gewichtszunahme verbunden. (Rechenberg und Sylla 1996) In der Kontaktzone von Bindemittelmatrix und Gesteinskörnung kann sich infolge der Einwirkung von Magnesium ebenfalls die Bildung von Brucit vollziehen (Brown und Doerr 2000). Diese kann infolge des Kristallisationsdruckes zu Treiberscheinungen führen (Nürnberger 1995, S. 522). Die Intensität dieser Treiberscheinung kann allerdings als gering eingestuft werden. Vielmehr kann insbesondere im Meerwasserbereich eine Ausfällung von Brucit in Rissen und Poren in Betonen beobachtet werden, welche die Integrität des Baustoffes nicht reduzieren und keine makroskopische Schäden hervorrufen (Jakobsen et al. 2016). Reaktive dolomitische Gesteinskörnung kann in Betonen durch Freisetzung von Magnesium infolge der Auflösung des Dolomits zur Bildung von Magnesiumhydroxid in der Kontaktzone zwischen Bindemittelmatrix und Gesteinskörnung führen. Diese Phasenneubildung ist jedoch nicht mit Mikrorissen und Treiberscheinungen verbunden. (Lee et al. 2002) Magnesiumionen können bei entsprechenden pH-Werten der Porenlösung Calcium aus unhydratisierten Zementkörnern unter Bildung von Magnesiumhydroxid verdrängen (Brown und Doerr 2000). Beobachtet wurde dies für Tricalciumsilicat (Jakobsen et al. 2016) und Dicalciumsilicat (Brown und Doerr 2000) in Betonen, die Meerwasser bzw. salzhaltigem Grundwasser exponiert waren.

3.2.3.3 Betontechnologische Aspekte des Angriffs durch Magnesium

In der Vergangenheit wurde eine Vielzahl von Untersuchungen zur Beständigkeit zementgebundener Baustoffe gegenüber einem chemischen Angriff durch Magnesium durchgeführt. Dabei wurden unterschiedliche Zementarten und betontechnologische Parameter variiert. Die Lagerungsversuche wurden häufig mit Hinblick auf den Einsatz hochkonzentrierter technischer Lösungen im Kontakt mit Betonen konzipiert. Untersuchungen von Riedel et al. (1971) zeigen für Kleinprismen nach einem Jahr Lagerung in Magnesiumchloridlösung ($1\,000\text{ mg/L} \triangleq 255\text{ mg } Mg^{2+}/L$) keine signifikante Abnahme der Druckfestigkeit für Proben aus Portlandzement und Hochofenzement. Bei höherer Konzentration ($5\,000\text{ mg/L} \triangleq 1\,275\text{ mg } Mg^{2+}/L$) nimmt die Druckfestigkeit im Untersuchungszeitraum für Portlandzementproben um

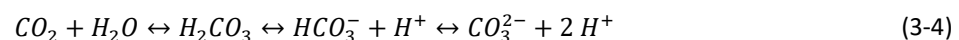
etwa 43 % und für Proben aus Hochofenzement um etwa 11 % ab. (Riedel et al. 1971). Bei Untersuchungen an Zementstein-Würfeln ($w/z = 0,28$) welche bis zu ein Jahr in Magnesiumchloridlösung ($\approx 10\,500\text{ mg } Mg^{2+}/L$) gelagert wurden, konnte für Portlandzement eine Abnahme der Druckfestigkeit um 5 % und für Hochofenzemente eine Abnahme um etwa 13 % festgestellt werden (Helmy et al. 1991). Bentur und Ben-Bassat (1993) führten Versuche mit Betonwürfeln unter Beaufschlagung mit Wasser des Toten Meeres durch. Das Wasser des Toten Meers enthält Mg^{2+} -Ionenkonzentrationen von etwa $40\text{ g } Mg^{2+}/L$, welches überwiegend als Magnesiumchlorid vorliegt (Nissenbaum 1977). Nach 2,5 Jahren Versuchsdauer zeigten Betone mit einem niedrigen w/z -Wert von 0,31 den höchsten Widerstand unter zeitraffenden Versuchsrandbedingungen (Bentur und Ben-Bassat 1993). Die Untersuchungen von Rechenberg und Sylla (1996) zeigten für Einlagerungsdauern von bis zu 10 Jahren unabhängig von der Zementart keine Gefügeschädigung bei einer Magnesiumkonzentration von $2\,500\text{ mg } Mg^{2+}/L$ (Rechenberg und Sylla 1996).

Die Ergebnisse der Lagerungsversuche lassen sich nicht direkt auf den zu erwartenden Konzentrationsbereich in natürlichen Grundwässern übertragen. Für zementgebundene Baustoffe im Baugrund können die Reaktionen des Magnesiums mit den Hydratationsprodukten als auf den Randbereich bzw. die Oberfläche des Baustoffes begrenzt angesehen werden. Phasen Neubildungen in der Kontaktzone zwischen Baustoff und anstehendem Baugrund und dessen Porenraum könnten jedoch den Verbund zwischen geotechnischem Element und angrenzendem Boden beeinflussen. Zur Verbesserung des Widerstandes sind zementgebundene Baustoffe in Kontakt mit magnesiumhaltigem Grundwasser gefügedicht auszuführen. Zementarten, welche die Ausbildung einer abgestufte Porenradialverteilung begünstigen, können die Dauerhaftigkeit zusätzlich erhöhen.

3.2.4 Chemischer Angriff durch kalklösende Kohlensäure

3.2.4.1 Herkunft und Vorkommen

Kohlendioxid ist in Wasser löslich. Das Kohlendioxid in wässriger Lösung steht gemäß Gleichung (3-4) in simultanem Gleichgewicht zur Kohlensäure H_2CO_3 . Die Kohlensäure dissoziiert in Abhängigkeit von Temperatur und pH-Wert in zwei Stufen. Die verschiedenen auftretenden Kohlensäurespezies sind Kohlensäure H_2CO_3 , Hydrogencarbonation HCO_3^- und Carbonation CO_3^{2-} . Ihr jeweiliger Anteil am Gesamtsystem in Abhängigkeit vom pH-Wert ist in Abbildung 3.1 dargestellt. In der Darstellung wird die Kohlensäure H_2CO_3 vereinfachend dem im Wasser gelösten Kohlendioxid zugeordnet.



In natürlichen Grundwässern ist Kohlensäure die zentrale natürliche Säure, welche das Verhalten beim Eintrag von Säuren und Basen definiert (Merkel und Sperling 1996, S. 51). Der pH-Wert sowie der Charakter des Grundwassers – kalk- bzw. carbonatlösend oder kalk- bzw. carbonatabscheidend – wird vom Kalk-Kohlensäure-Gleichgewicht bestimmt.

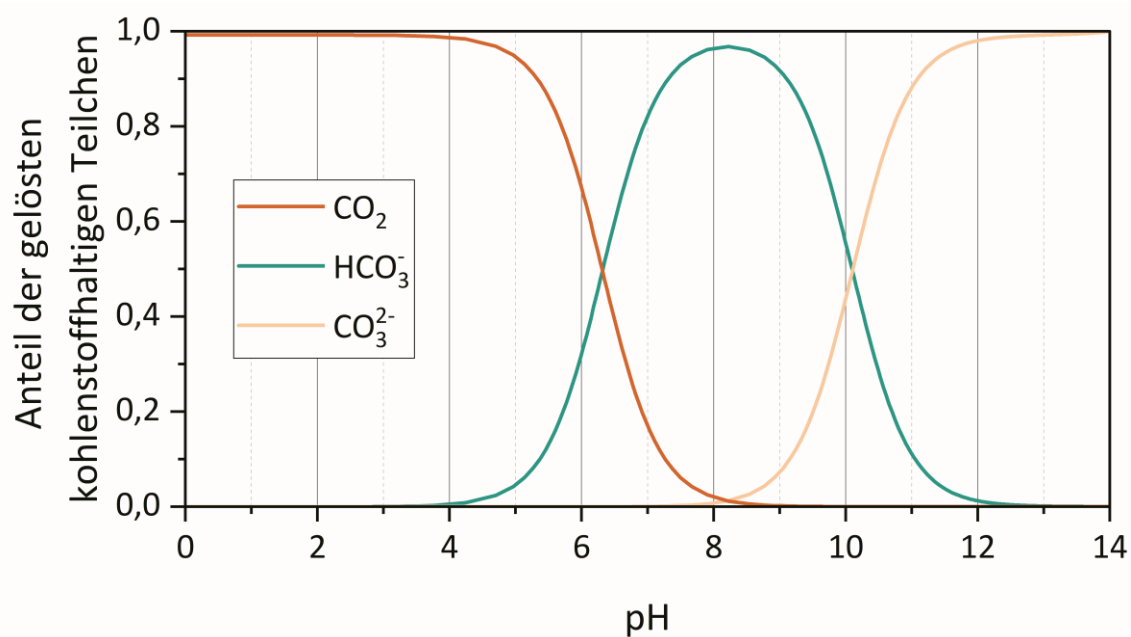


Abbildung 3.1: Anteil der gelösten kohlenstoffhaltigen Teilchen (Carbonatspezies und Kohlendioxid) in einer Wasserprobe (10 °C) in Abhängigkeit vom pH-Wert; Berechnung mithilfe von PHREEQC Version 3¹ (Parkhurst und Appelo 2013)

Der Kohlendioxidgehalt in Wässern lässt sich in gebundenes und freies CO_2 unterteilen (Mattheß 1994, S. 313; Wisotzky et al. 2018, S. 83). Das gebundene Kohlendioxid ist in HCO_3^- bzw. CO_3^{2-} enthalten. Das freie Kohlendioxid setzt sich in der wässrigen Lösung zu einem geringen Anteil in Kohlensäure H_2CO_3 um. Damit sich das System im Gleichgewicht mit Calciumcarbonat befindet, wird ein Teil des freien CO_2 benötigt. Es handelt sich um das zugehörige CO_2 . Ist weiteres Kohlendioxid im System vorhanden, spricht man von überschüssigem CO_2 . Dieses wirkt zum Teil kalkaggressiv da es vorhandene Calciumcarbonate angreift.

Zur Beschreibung des Gleichgewichts wird die sogenannte *Tillmans*-Gleichung (3-5), welche auf Überlegungen von Tillmans und Heublein (1912) basiert, angewendet. Darin wird das Vorhandensein anderer Stoffe und die sich dadurch ändernde Ionenstärke durch den Korrekturfaktor f_{Ti} für die *Tillman*-Konstante K_{Ti} berücksichtigt. (Hölting und Coldewey 2013, S. 143–145) Die Multiplikation der Stoffmengenkonzentration des Calciumions mit 1/2 ist auf die Annahme zurückzuführen, dass Calcium stöchiometrisch als $Ca(HCO_3)_2$ aufgrund der Auflösung calciumcarbonathaltiger Mineralien in Wässern vorliegt. Weitere Informationen zum Kalk-Kohlensäure-Gleichgewicht sowie Zahlenwerte der *Tillmans*-Konstante bzw. des *Tillmans*-Korrekturfaktors finden sich in (Hölting und Coldewey 2013, S. 142–149).

¹ Als Download verfügbar unter <https://www.usgs.gov/software/phreeqc-version-3> (zuletzt geprüft am 15.09.2022)

$$c(\text{CO}_2) = \frac{K_{Ti}}{f_{Ti}} \cdot c(\text{HCO}_3^-)^2 \cdot c\left(\frac{1}{2} \text{Ca}^{2+}\right) \quad (3-5)$$

$c(X)$	Stoffmengenkonzentration des Ions X in (mmol/L)
K_{Ti}	temperaturabhängige <i>Tillmans</i> -Konstante in (L ² /mmol ²)
f_{Ti}	<i>Tillmans</i> -Korrekturfaktor in (L)

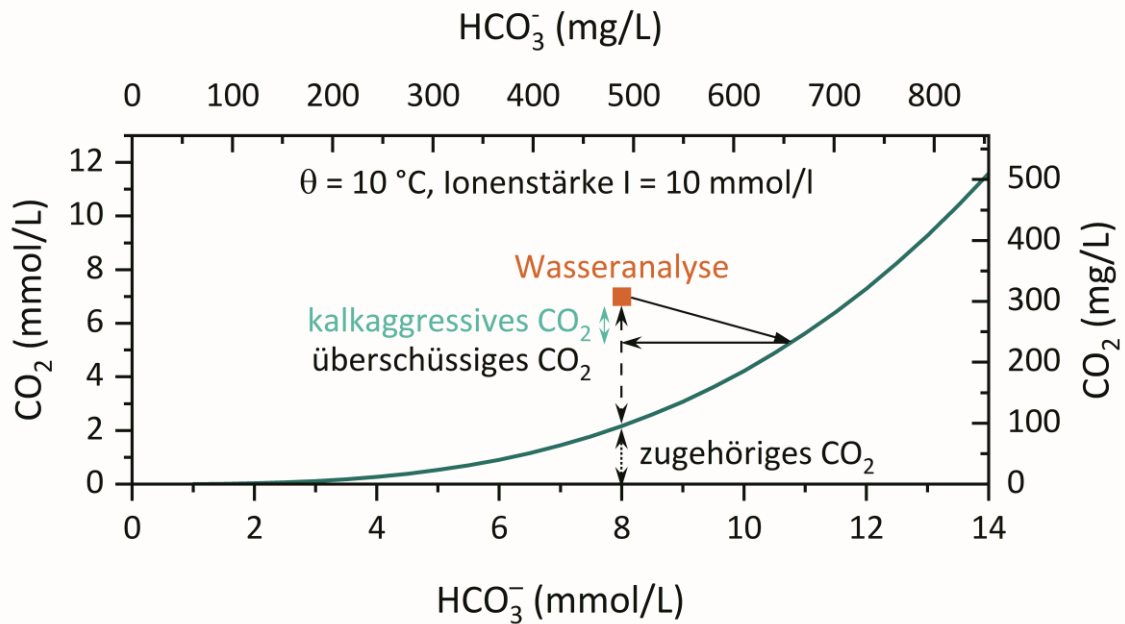
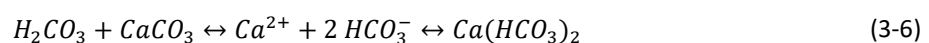


Abbildung 3.2: Darstellung des Kalk-Kohlensäure-Gleichgewichts mit zugehörigem, überschüssigem und kalkaggressivem CO_2 bei einer Temperatur von 10 °C unter Annahme einer Ionenstärke $I = 10\text{ mmol/L}$, mit K_{Ti} und f_{Ti} entnommen aus (Höltling und Coldewey 2013, S. 144 und S. 147)

In Abbildung 3.2 ist das Kalk-Kohlensäure-Gleichgewicht nach Tillmans und Heublein (1912) für eine Temperatur von 10 °C , welche typisch für Grundwässern in Deutschland ist (vgl. 2.2.3.1), dargestellt. Im Gleichgewicht ist kein überschüssiges CO_2 vorhanden. Führen die analytisch erfassten Stoffmengenkonzentrationen einer Wasserprobe zu Wertepaaren, die eine Lage oberhalb der Gleichgewichtskurve ergeben, so wirkt das Wasser kalkaggressiv bzw. kalklösend. Von der überschüssigen Kohlensäure ist allerdings nur ein Anteil kalkaggressiv. Durch Anlegen einer Geraden mit der Steigung $m = -1/2$, entspricht das $\Delta c(\text{CO}_2) \triangleq \Delta y$ zwischen Wasseranalyse und dem Schnittpunkt mit der Sättigungskurve dem Anteil kalkaggressiver Kohlensäure. Die Steigung der Geraden ergibt sich aus der stöchiometrischen Beziehung zwischen 1 Mol Kohlensäure und 1 Mol Calciumcarbonat, welches die Bildung von 2 Mol Hydrogencarbonat respektive einem Mol Calciumhydrogencarbonat nach (3-6) ermöglicht. Wertepaare unterhalb der Gleichgewichtskurve sind Indikator für eine Übersättigung des Wassers mit Calciumcarbonat. Ein solches Wasser wirkt kalkabscheidend. (Wisotzky et al. 2018, S. 92–93)



Aus dem gemessenen pH-Wert einer Wasserprobe und dem erforderlichen pH-Wert zur Einstellung des Gleichgewichts nach Langelier (1936) kann der sogenannte *Langelier-Index* I_{La} nach (3-7) ermittelt

werden. Nullwerte des Index geben Wässer im Gleichgewicht an. Negative Index-Werte sind auf das Vorhandensein aggressiver Kohlensäure zurückzuführen, während positive Index-Werte eine Übersättigung des Wassers durch Calciumcarbonat angeben. Die Gleichgewichtssituation wird nach Hölting und Coldey (2013, S. 146) durch errechnete pH-Werte genauer erfasst als durch die *Tillman*-Gleichung (3-5). Für weiterführende Informationen zur Methodik des *Langelier*-Index sei auf (Hölting und Coldewey 2013, S. 146–148; Wisotzky et al. 2018, S. 94–95) hingewiesen.

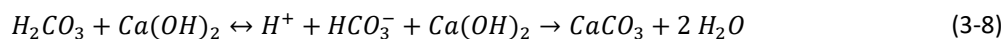
$$I_{La} = pH_{gemessen} - pH_{Gleichgewicht} \quad (3-7)$$

Eine weitere geläufige Kenngröße zur Einordnung des Reaktionsverhaltens von Wässern ist der in DIN 38404-10:2012-12 eingeführte Sättigungsindex S_I . Er gibt den Zustand der Calcitsättigung eines Wassers an. Ein positiver Wert des Sättigungsindex zeigt an, dass das Wasser übersättigt ist und Calcit ausfallen kann, während ein negativer Wert darauf hinweist, dass das Wasser untersättigt ist und calcitlösend wirkt. Für die Berechnung des Sättigungsindex S_I wird das Ionenaktivitätsprodukt der freien Calcium- und Carbonationen ins Verhältnis zur Gleichgewichtskonstante für Calciumcarbonat unter den gegebenen Randbedingungen gesetzt.

Gelöstes Kohlendioxid ist in offenen Systemen wie flache Oberflächengewässer und in geschlossenen Systemen wie natürlichen Grundwässern anzutreffen (Merkel und Sperling 1996, S. 51). CO_2 aus der Atmosphäre wird durch Regenwasser in natürliche Grundwässer eingebracht (Mattheß 1994, S. 313). Ebenso wird Kohlendioxid, welches durch Atmung von Organismen im Boden entsteht, in der Bodenluft angereichert (Amelung et al. 2018, S. 192). Durch Sickerwasser wird dieses Kohlendioxid dem Grundwasser zugeführt. Abbauprozesse von organischem Material im Boden bewirken die Freisetzung von CO_2 und dessen Anreicherung im Grundwasser (Terzaghi 1949). Weiterhin kommt es bei der Inkohlung zur Freisetzung von Kohlendioxid (Mattheß 1994, S. 313), entsprechend ist in Gebieten mit Kohlevorkommen Kohlensäure im Grundwasser zu erwarten. In Gegenden, in denen es vulkanischer Aktivität gibt oder in geologisch jüngerer Vergangenheit gab, ist das Vorkommen hoher Konzentration von CO_2 bzw. HCO_3^- häufig (Grün 1937, S. 313; Terzaghi 1949; White 1957b). Die Metamorphose von Carbonatgestein kann ebenfalls als geogene Quelle für Kohlendioxid in natürlichen Grundwässern fungieren (Hem 1985, S. 106).

3.2.4.2 Mechanismus des Angriffs kalklösender Kohlensäure

Im Grundwasser gelöstes kalkaggressives Kohlendioxid schädigt den Zementstein durch Reaktion mit calciumhaltigen Hydratationsprodukten. Dieser Angriff läuft mehrstufig ab. Zunächst wird der pH-Wert der Porenlösung durch die dissoziierte Kohlensäure gesenkt. In der Folge wird das Portlandit instabil und geht im Porenraum in Lösung. Mit dem bei hohen pH-Werten vorhanden Carbonation CO_3^{2-} bilden gelöste Calciumionen an der inneren Oberfläche des Porenraumes Calciumcarbonat. Von den Hydratphasen reagiert in einer ersten Phase überwiegend Portlandit mit den Carbonationen unter Bildung von Calciumcarbonat nach (3-8). Bei dieser Reaktion wird chemisch gebundenes Wasser frei (Rimmelé et al. 2008).



Calciumcarbonat kann dabei in Abhängigkeit von pH-Wert, Sättigungskonzentration und Temperatur in drei kristallinen Erscheinungsformen ausfallen: Calcit, Aragonit, Vaterit (Stepkowska et al. 2003). Die Umwandlung von Portlandit in Calciumcarbonat ist mit einer Volumenzunahme verbunden, welche für Calcit mit 12 %, Aragonit mit 3 % und Vaterit mit 19 % angenommen werden kann (Stark und Wicht 2013, S. 124). Diese Phasenneubildung bewirkt, dass bei Portlandzementstein vorhandener Porenraum gefüllt wird und die Porosität verringert sowie die Festigkeit erhöht wird (Lu et al. 2021). Die Größe der

Portlanditkristalle in der Bindemittelmatrix beeinflusst die Carbonatisierungsgeschwindigkeit. So reduzieren große Portlanditkristalle die Geschwindigkeit während kleine Kristalle schneller zu Calciumcarbonat umgesetzt werden können (Stepkowska et al. 2002). Auch andere Hydratationsprodukte in der Bindemittelmatrix, wie die C-S-H-Phasen und Aft- bzw. AFm-Phasen, können unter Einwirkung von Kohlendioxid carbonatisieren. Bei der Carbonatisierung von Ettringit entsteht neben Calciumcarbonat auch Gips sowie Aluminiumhydroxid (Grounds et al. 1988; Zhou und Glasser 2000). Das Calciumcarbonat bildet sich dabei überwiegend in den Modifikationen Aragonit und Vaterit (Steiner et al. 2020). Da Aft- und AFm-Phasen gleichmäßig in der Bindemittelmatrix verteilt und in räumlicher Nähe zu Kapillarporen angesiedelt sind, carbonatisieren diese schneller als die Calciumsilicathydrate (Liu et al. 2023b). Für die Carbonatisierung der C-S-H-Phasen sind verschiedene Reaktionswege denkbar. Durch kontinuierliches in Lösung gehen von Calciumionen werden nach und nach C-S-H-Phasen mit niedrigem Ca/Si-Verhältnis gebildet (Groves et al. 1991). Eine direkte Umwandlung der C-S-H-Phasen ist ebenfalls möglich. Als finales Reaktionsprodukt entstehen Calciumcarbonat und amorphes Siliciumdioxid. Da bei der Carbonatisierung der C-S-H-Phasen kein physikalisch gebundenes Wasser freigesetzt wird, ist das verbleibende Siliciumdioxidgel wasserreich (Morandau et al. 2014). C-S-H-Phasen niedriger Dichte werden im Gegensatz zu C-S-H-Phasen hoher Dichte durch einwirkendes Kohlendioxid bevorzugt carbonatisiert (Han et al. 2012). Calciumaluminathydrate reagieren empfindlicher als die C-S-H-Phasen und bilden unter Zutritt von CO_2 Calciumcarbonat und Aluminiumhydroxid (Liska et al. 2019b, S. 603). Aluminiumhydroxid wird durch kalkaggressive Kohlensäure in seine kristalline Form Gibbsite ($\gamma-Al(OH)_3$) umgewandelt und im weiteren Verlauf nicht angegriffen (Vollenschaar 1973, S. 32). Die Carbonatisierung der verschiedenen Hydratphasen im Zementstein können sich indes überlagern (Shah et al. 2018). Unhydratisierte Klinkerrelikte in der Bindemittelmatrix können ebenfalls durch Zutritt von Kohlendioxid unter Bildung von Calciumcarbonat und einem Gel aus Aluminium-, Silicium- und Eisenoxid reagieren (Rochelle und Milodowski 2013).

Der Anteil an Gesteinskörnungen im zementgebundenen Baustoff und die sich daraus ergebende erhöhte Porosität in der Kontaktzone zwischen Bindemittelmatrix und Gesteinskorn beeinflusst die Transportbedingungen und entsprechend den Carbonatisierungsfortschritt. Die ITZ ist durch eine erhöhte Konzentration von Calciumhydroxid gekennzeichnet (siehe 2.1.4.1). Durch Zutritt von CO_2 und die Bildung von Calciumcarbonat reduziert sich die Dicke und Porosität der ITZ (Bao et al. 2022; Branch et al. 2018). In der Folge wird die Durchlässigkeit des Baustoffes für diffundierende Kohlensäure reduziert. Die Verdichtung des Porenraums reduziert insbesondere bei Portlandzementen die Durchlässigkeit (Song und Kwon 2007).

Die Carbonatisierung hüttensandhaltiger zementgebundener Baustoffe führt indes zu einer Vergrößerung der Porenstruktur (Liu et al. 2023b). Durch die Zunahme der Porosität infolge der Carbonatisierung nimmt auch die Durchlässigkeit von hochofenzementbasierten Baustoffen zu (Borges et al. 2010; Gruyaert et al. 2013). Mit zunehmendem Hüttensandgehalt sinkt die Menge an Calciumhydroxid im erhärteten Bindemittelsystem und nimmt die Calciumverarmung der C-S-H-Phasen zu (Vanoutrive et al. 2022). Die Bildung von Calciumcarbonaten in der Bindemittelmatrix hüttensandhaltiger Zemente ist mit einem Adhäsionsverlust zwischen unhydratisiertem Hüttensandkorn und Carbonatphase verbunden (Liu et al. 2020).

Diese Phase des Angriffs ähnelt der atmosphärischen Carbonatisierung, welche in der Literatur hinreichend dargelegt ist (Greve-Dierfeld et al. 2020). Beim Angriff eines Grundwassers mit kalkaggressiver Kohlensäure sind die Transportbedingungen allerdings abweichend. Der Porenraum des Baustoffes ist wassergesättigt. Als Folge der Ausbildung einer Carbonatisierungsfront bzw. dem Aufbau einer mit Calciumcarbonat angereicherten Schicht, wird der pH-Wert der Porenlösung in diesem Bereich reduziert. Aufgrund des Konzentrationsunterschieds an Alkalien und Calciumionen zwischen dieser carbonatisierten Zone und des unbeeinflussten Zementsteines, kommt es vorauseilend zu einem Gefälle in dessen Folge

Calciumhydroxid in Lösung geht. Der Portlanditgehalt dieses vorgelagerten Bereichs nimmt graduell ab (Samarakoon et al. 2022; Yin et al. 2015). Zudem nimmt in dieser vorausseilende Zone, in der erste Lösungsprozesse und chemische Veränderungen ablaufen, die Porosität signifikant zu (Rimmelé et al. 2008).

Durch weiteren Zutritt von Kohlensäure wird nach Gleichung (3-9) das Calciumcarbonat in leicht lösliches Calciumhydrogencarbonat $Ca(HCO_3)_2$ umgewandelt. So lange überschüssiges CO_2 vorhanden ist, um das Calciumhydrogencarbonat in Lösung zu halten, kann die Reaktion andauern. Über den Porenraum wird Calciumhydrogencarbonat aus der Bindemittelmatrix abtransportiert. Als Endprodukt des Angriffs verbleibt eine Schicht aus amorphem Siliciumdioxid. In dieser Gelschicht finden sich höhere Gehalte an Aluminium- und Eisenoxiden (Locher et al. 1984; Pavlík 1994b). Zudem sind Relikte unhydratisierter Zementkörner im korrodierten Rand von Portlandzementstein eingebunden, welche aufgrund ihrer chemischen Zusammensetzung als C_4AF identifiziert werden können (Schmidt 2011, S. 89). Auch andere unhydratisierten Klinkerrelikte können in dieser Schicht vorliegen. Die amorphe Gelschicht ist wasserreich und durch eine hohe Porosität und geringe mechanische Festigkeit gekennzeichnet (Hof et al. 2004; Koelliker 1983). Zum Teil ist in dieser Siliciumdioxidschicht auch ungelöstes Calciumcarbonat vorhanden (Hof et al. 2004).



Der chemische Angriff hat Auswirkungen auf die Festigkeiten des korrodierten Materials. Die Festigkeiten können beispielsweise durch Mikrohärte-Prüfeinrichtungen erfasst werden. Während die Härte der carbonatisierten Zone eines Portlandzementsteines um etwa 100 % zunimmt (Han et al. 2012; Kutchko et al. 2007), fällt die Festigkeit der amorphen Siliciumdioxidschicht auf 39 % der Mikrohärte des ungeschädigten Zementsteines ab (Kutchko et al. 2007). Die calciumverarmte Gelschicht zeigt zudem ein ausgeprägtes Kriechverhalten (Ashraf und Tian 2016).

3.2.4.3 Betontechnologische Aspekte des Angriffs durch kalklösende Kohlensäure

Der Angriff durch kalkaggressive Kohlensäure auf Betone ist ein weitverbreitetes Szenario und wurde zunächst bei der Errichtung von Infrastrukturbauwerken durch auftretende Schädigungen beobachtet (Grün 1937). In der Folge gab es zahlreiche Untersuchungen im Labor, aber auch in situ, z. B. in Brunnen mit einem hohen Gehalt an kalklösender Kohlensäure. Problematisch bei den vorausgegangenen Untersuchungen sind die teils nicht vergleichbaren Versuchsrandbedingung und die Zusammensetzung der untersuchten Betone. Ein weiteres Defizit ist die Erfassung der Einwirkung bzw. die Bestimmung der kalkaggressiven Kohlensäure. Teilweise werden Versuche nur durch die Zugabe von CO_2 gesteuert, ohne den Anteil an kalkaggressiver Kohlensäure im System zu ermitteln. Dies ist insbesondere bei Untersuchungen an Tiefbohrzementen der Fall, bei denen zusätzlich ein hoher Druck und eine hohe Temperatur gewählt werden, um die Bedingungen im Bohrloch möglichst realitätsnah abzubilden. Zusätzlich wird der Angriff durch niedrige pH-Werte verschärft. Eine Übertragung der Ergebnisse auf die Randbedingungen von Gründungselementen ist daher immer mit Unsicherheiten behaftet.

Wesentlich Erkenntnisse zur Einordnung des chemischen Angriffs durch kalklösende Kohlensäure in Deutschland stammen aus den Versuchsreihen von (Friede 1983; Grube und Rechenberg 1987a, 1987b; Locher und Sprung 1976; Locher et al. 1984). Bei diesen Laboruntersuchungen in freier Lösung wurden Abtragstiefen bestimmt. Diese abgetragenen Schichtdicken sind über die erfassten Masseverluste und daraus resultierenden sich ändernden Rohdichten ermittelt worden (Gille 1962; Locher und Sprung 1976). Aufgrund vereinfachter Annahmen des gleichmäßigen Fortschreitens der Korrosionsschicht und der versuchsstechnisch nicht durchführbaren Ermittlung der Rohdichten der korrodierten Schichten sind die

Abtragswerte mit Unsicherheiten behaftet. Zudem wurden überwiegend Betone bzw. Mörtel untersucht. Des Weiteren hängt die Abtrags- bzw. Schädigungstiefe maßgeblich vom Vorhandensein der entfestigten Gelschicht ab. Wird diese mechanisch entfernt stellt sich ein annähernd linearer Schädigungs- und Abtragsverlauf ein. Verbleibt die amorphe Siliciumdioxidschicht jedoch auf dem zementgebundenen Baustoff, wirkt sie als Diffusionsbarriere. (Grube und Rechenberg 1987b, 1987a)

Aus den Laborversuchen von Locher et al. (1984) konnte geschlussfolgert werden, dass geringere Zementmengen und ein möglichst geringer w/z-Wert den Widerstand von Betonen gegenüber kalklösender Kohlensäure erhöhen. Nach 20-jähriger Einlagerung in freier Lösung mit einer Konzentration an kalklösender Kohlensäure von etwa 100 mg $CO_{2,aggressiv}/L$ wurde eine Abtragstiefe von etwa 6 mm bzw. 3 mm für Feinbetone aus Portlandzement bzw. Hochofenzement mit einem w/z = 0,5 festgestellt (Locher et al. 1984). Zu beachten ist, dass diese Abtragstiefe geringer ist als die Schädigungstiefe bzw. die Einflusstiefe des Angriffes mit einer voranschreitenden Carbonatisierung und Auflösung des Calciumhydroxids. Grundsätzlich zeigten Betone bzw. Mörtel aus Hochofenzement geringere Gewichtsverluste und Abtrags- bzw. Korrosionstiefen als Vergleichsproben aus Portlandzement (Backes und Schubert 1983; Locher et al. 1984; Nebel et al. 2022). Mit zunehmender Erhöhung der Klinkersubstitution durch Hüttensand nimmt der Gewichtsverlust für Mörtel in kalkaggressiver Kohlensäure ab (Efes 1980). Für Betone und Mörtel sollten zudem auf kalksteinhaltige Gesteinskörnung verzichtet werden, da diese ebenfalls durch kalkaggressive Kohlensäure angegriffen werden (Locher et al. 1984). Nebel et al. (2022) untersuchten Betone, welche in ruhender Lösung mit einer CO_2 -Konzentration von 200 mg/L für bis zu 12 Monate gelagert wurden, hinsichtlich der tiefenabhängigen Änderung der Porenstruktur. Betone aus CEM I und CEM III/B zeigten eine von der Oberfläche der Proben beginnende Vergrößerung der Porenstruktur bis in eine Tiefe von 3 bzw. 2,5 mm. Allerdings ist die Zunahme von durch einseitige Kernspinresonanzspektroskopie dedektierten mittelgroßen und großen Poren beim Beton aus Hochofenzement weniger stark ausgeprägt. (Nebel et al. 2022)

Laboruntersuchungen zur Bewertung von reinen Zementsteinen wurden in der Vergangenheit mit teils unterschiedlichen Randbedingungen durchgeführt, welche den Schädigungsablauf beeinflussen. Manns et al. (1987) untersuchten Zementsteine mit w/z-Werten von 0,4, 0,45 und 0,50 welche 24 h nach Herstellung nach einer kurzen Vorlagerung in Wasser in Lösungen mit variierender Konzentration kalkaggressiver Kohlensäure gelagert wurden. Neben Masseverlusten wurden die mechanisch entfestigte Schicht durch Prüfung der Eindringtiefe ermittelt. Die Ergebnisse der ermittelten Eindringtiefen sind in Abbildung 3.3 dargestellt. Die Dicke dieser instabilen Schicht nimmt mit zunehmendem Gehalt an kalkaggressiver Kohlensäure zu. Der w/z-Wert hat nur einen untergeordneten Einfluss auf die Dicke der mechanisch entfestigten Schicht. Mit höheren w/z-Werten nimmt die Schädigungstiefe tendenziell zu. Die Ergebnisse der mittels Eindringtiefe ermittelten Schädigungstiefen korrelieren mit den gemessenen Masseverlusten der Probe und der daraus errechneten sogenannten Ersatzschichtdicke (Manns et al. 1987, S. 34–35).

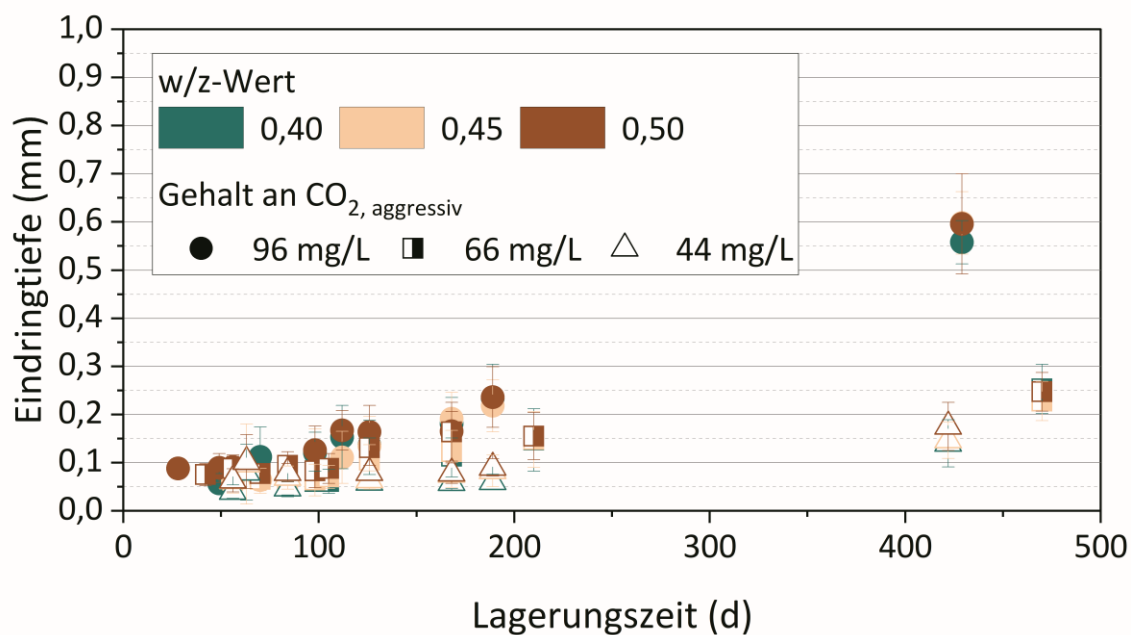


Abbildung 3.3: Ermittelte Eindringtiefen an Portlandzementsteinen mit unterschiedlichen w/z-Werten in kalkaggressiven Lösungen mit variierenden Konzentrationen nach Manns et al. (1987, Anhang A)

Untersuchungen an Zementsteinen von Hof et al. (2002, 2004) in freier Lösung sowie im wassergesättigten Boden mit einer Konzentration von 90 mg $CO_{2,aggressiv}/L$ zeigten für Portlandzementstein mit einem w/z-Wert von 0,45 eine Korrosionstiefe von etwa 1 mm nach einem Jahr. Die Korrosionstiefe entsprach in diesen Versuchen der Dicke der sich einstellenden amorphen Siliciumdioxidschicht, welche mechanisch entfernt werden konnte (Hof et al. 2004). Da die Zementsteinproben dieser Versuchsreihe zuvor nicht wassergesättigt waren, ist eine Beschleunigung des Angriffs durch eine erhöhte Eindringtiefe des mit kalklösender Kohlensäure angereicherten Wassers zu vermuten. Yin et al. (2018) untersuchten den Einfluss von Zusatzstoffen auf Zementstein unter dem Angriff kalklösender Kohlensäure. Die ermittelte Korrosionstiefe entsprach dabei der Carbonatisierungstiefe. Im Untersuchungszeitraum von bis zu 6 Monaten mit einem CO_2 -Gehalt von 40 mg/L zeigten Zementsteine (w/b = 0,5), denen Hüttensand und/oder Flugasche zugesetzt wurden, eine höhere Korrosions- bzw. Carbonatisierungstiefe. Die Zementsteinproben aus Portlandzement hatten durch den höheren Calciumhydroxidgehalt einen verbesserten Widerstand. Die feinere Porenstruktur und geringere Porosität der mit Zusatzstoffen versehenen Zementsteine hatte keine Erhöhung des Widerstandes zur Folge. (Yin et al. 2018) Dreijährige Laborlagerungen bei einer Konzentration von etwa 100 mg $CO_{2,aggressiv}/L$ bestätigen, dass die Verwendung von Flugasche den Widerstand gegenüber der Carbonatisierung reduziert. Allerdings hat die Flugaschencharge einen Einfluss auf den Widerstand und bewirkt teilweise eine Reduzierung des Gewichtsverlustes. Die Dicke der mechanisch entfestigten Schicht wurde in den Untersuchungen nicht ermittelt. (Backes und Schubert 1983, S. 19–20)

Die Verwendung von Kalksteinmehl als Zusatzstoff beim Angriff kalklösender Kohlensäure ist als ungünstig zu bewerten, da zum einen der Carbonatisierungswiderstand reduziert wird (Greve-Dierfeld et al. 2020) und zum anderen schnell verfügbare Reaktanten im Bindemittelsystem zur Verfügung stehen. Untersuchungen von Lang (2005) bestätigen einen geringeren Widerstand von Betonen mit Kalksteinmehl gegenüber einem Angriff kalklösender Kohlensäure.

Die unter Laborbedingungen beobachteten Schädigungs- und Abtragstiefen unterscheiden sich oftmals von in situ durchgeführten Auslagerungen. Dies ist zum einen auf oftmals geringere Konzentrationen an kalkaggressiver Kohlensäure zurückzuführen. Zum anderen ist die hydrochemische Zusammensetzung betonaggressiver Grundwässer komplex und schwankend. So werden üblicherweise geringere Schädigungen und Gewichtsabnahmen auch bei längerer Exposition in situ beobachtet (Friede et al. 1979). In situ Lagerungen in Grundwasser mit einer Konzentration von 164 mg $CO_{2,aggressiv}/L$ zeigten nach 2-jähriger Lagerung geringe makroskopische Schäden sowie eine Carbonatisierungstiefe von 0,5 mm für einen gefügedichten Beton (CEM I 32,5 R, $z = 320 \text{ kg}/\text{m}^3$, $w/z = 0,45$) (Bruder 2007, S. 76; A-4). Untersuchungen in einem Pumpbrunnen mit einer Konzentration kalkaggressiver Kohlensäure von 115 mg/L zeigten für Mörtel aus Portlandzement starke Gewichtsverluste nach 8 Jahren Einlagerung, während Probekörper aus Calciumaluminatzement keine Gewichtsverluste und Schädigungen aufwiesen (Grün und Obenauer 1944). Durch die Einwirkung von Kohlendioxid werden die gebildeten Calciumhydroaluminatphasen solcher Zemente in Calciumcarbonat umgewandelt. Dabei entsteht zudem Aluminiumhydroxid, welches als stabile Phase den weiteren Reaktionsfortschritt zu hemmen vermag. (Ideker et al. 2019, S. 573)

Im Bereich der Tiefbohrzemente wurden zahlreiche Untersuchungen mit Hinblick auf die geologische Speicherung von Kohlendioxid durchgeführt (Matteo et al. 2018; Samarakoon et al. 2022). Durch Zugabe von Polymerdispersion (Yang et al. 2016) oder Epoxidharz (Baldissera et al. 2017) kann die Carbonatisierungstiefe reduziert bzw. der Widerstand gegenüber Carbonatisierung erhöht werden. Dies ist zum einen auf die Abschirmung von Reaktanten in der Bindemittelmatrix und zum anderen auf die Reduktion der Durchlässigkeit zurückzuführen. (Baldissera et al. 2017; Yang et al. 2016) Ergebnisse von Lesti et al. (2013) zeigen jedoch keine Erhöhung des Widerstandes durch chemische Zusätze. Vielmehr war eine Kombination aus CEM III/B und Flugasche günstig hinsichtlich des Widerstandes gegenüber einem CO_2 -Angriff, was auf die Reduzierung des Calciumhydroxidgehaltes und das dichte Porengefüge zurückgeführt wurde (Lesti et al. 2013). Ob diese Ergebnisse, welche bei hohen Drücken und erhöhten Temperaturen durchgeführt wurden und entsprechend eine höhere Reaktivität zur Folge hatten, auf Baugrundtemperaturen übertragbar sind, ist fraglich.

Hinsichtlich des Widerstandes von zementegebundenen Baustoffen können für die Zementart anhand der in der Literatur beschriebenen Ergebnisse keine eindeutigen Empfehlungen gegeben werden. Für Beton und Mörtel sind klinkerreduzierte Zementarten als günstig zu bewerten. Die Reduktion des Klinkeranteils durch die Zugabe von puzzolanischen und/oder latent-hydraulischen Zusatzstoffen verändert allerdings auch die sich bildenden Hydratationsprodukte. So wird der Gehalt an Calciumhydroxid reduziert und die C-S-H-Phasen weisen ein geringeres Ca/Si-Verhältnis auf. Durch die fehlende Pufferkapazität des Portlandzements können andere calciumhaltige Hydratphasen schneller einem chemischen Angriff ausgesetzt sein.

3.2.5 Einfluss der Überlagerung verschiedener Angriffsszenarien

3.2.5.1 Allgemeines

In natürlichen Böden und Grundwässern sind häufig verschiedene betonangreifende Stoffe anzutreffen. Die Schwere des Angriffs kann sich durch die Überlagerung von lösenden und treibenden Mechanismen verändern. Ein dominierender Mechanismus ist in diesem Fall nicht immer zweifelsfrei zu bestimmen, sodass übliche betontechnologische Steuerungsmaßnahmen einen geringeren Effekt haben können. Das Zusammenspiel zwischen physikalischem und chemischem Widerstand des Bindemittels beim kombinierten Angriff ist oftmals komplex und muss entsprechend sorgfältig geprüft werden. Im Wesentlichen handelt es sich bei kombinierten Szenarien aufgrund der Neutralitätsbedingung um die Überlagerung

verschiedener Anionen (SO_4^{2-} , HCO_3^-) und Kationen (Mg^{2+} , Fe^{2+} , NH_4^+). Insbesondere die Intensität des treibenden Angriffs von Sulfat wird durch entsprechende Kationen verstärkt. Allerdings zeigen Laborversuche mit komplexen sulfathaltigen Lösungen einen verlangsamten Schädigungsprozess (Kunther et al. 2013b). Die stärkste korrosive Wirkung geht von gelöstem Ammoniumsulfat aus gefolgt von Magnesiumsulfat (Stark und Wicht 2013, S. 181). In Gegenden, in den sulfathaltige Sedimentschichten anzutreffen sind, ist die Konzentration von Sulfat im Grundwasser aufgrund der Löslichkeit von Gips bzw. Anhydrit begrenzt.

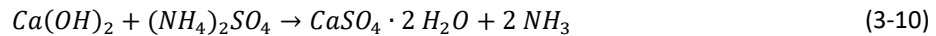
Eine Sonderrolle stellt der Angriff durch Meerwasser dar. Im küstennahen Bereich ist eine Beeinflussung des Grundwassers durch Meerwasser möglich, sodass geotechnische Elemente durch die hohen Salzkonzentrationen einen chemischen Angriff erfahren können. Allerdings kann sich im Meerwasserbereich eine schützende Schicht aus Aragonit oder Calcit an der Oberfläche ausbilden. Brucit kann diese Schicht durchsetzen oder als separate, darunterliegende Schicht vorkommen. In den oberflächennahen Poren kommt es ebenfalls zur Bildung von Brucit. Diese Schicht hat für den darunterliegenden zementgebundenen Baustoff eine verdichtende und schützende Funktion. (Buenfeld und Newman 1986; Jakobsen et al. 2016)

In natürlichen Grundwässern ist eine Verfügbarkeit von Hydrogencarbonat möglich. Diese bewirkt die Bildung einer Calciumcarbonatschicht an der Oberfläche zementärer Systeme. Wenn das Calcium für die Bildung des Calciumcarbonats ebenfalls aus dem Grundwasser bereitgestellt wird, kann diese Schicht eine Schutzwirkung haben (Schwotzer et al. 2010). Die Anwesenheit von Hydrogencarbonat führt des Weiteren zu einer Abschwächung des Angriffs durch Sulfate. Die Bildung von Calciumcarbonat an der Oberfläche und im oberflächennahen Bereich führt zu einer geringen Verdichtung der Porenstruktur von portlandzementhaltigen Baustoffen. Dieser physikalische Widerstand spielt jedoch eine untergeordnete Rolle weil vielmehr die Stabilität der sulfathaltigen Schadminerale in Anwesenheit von Calciumcarbonat herabgesetzt wird. (Kunther et al. 2013a)

Die hydrochemische Zusammensetzung des Grundwassers beeinflusst die Angriffskinetik erheblich. Die Bildung von Phasen in der Kontaktzone von zementgebundenen Baustoffen und Baugrund ist indes im Porenraum des Bodens möglich. Entsprechend können verzögernde und dämpfende Effekte bei kombinierten Angriffsszenarien auftreten.

3.2.5.2 Ammonium und Sulfat

Wirken Ammonium- und Sulfationen auf zementgebundene Baustoffe ein, werden durch die Ammoniumionen die unter 3.2.2.2 beschriebenen Lösungsmechanismen ausgelöst. Die Abnahme des pH-Wertes und in der Folge das Herauslösen von Portlandit und die Calciumverarmung der C-S-H-Phasen erhöht die Porosität. Die Sulfationen reagieren ihrerseits nach Gleichung (3-10) mit dem Portlandit unter Bildung von Gips. Dieser lagert sich zunächst als nadelförmige Kristalle an der Oberfläche des Baustoffes ab (Jauberthie und Rendell 2003). Der sich bildende Porenraum wird anschließend durch sich bildende Gipskristalle gefüllt. Dabei ist die Bildung des Gips abhängig vom pH-Wert der Porenlösung und der vorhandenen Sulfatkonzentration (Bellmann et al. 2006). Durch weiteren Zutritt von Sulfat und Zunahme der Gipsbildung wird durch die Volumenexpansion der sich neu bildenden Phase das Zementsteingefüge durch Mikrorissbildung zerstört. Die Diffusion von Sulfationen in den ungeschädigten Zementstein bewirkt eine vorauseilende Front, die durch die Bildung von sekundärem Ettringit im Porenraum gekennzeichnet ist (Bassuoni und Nehdi 2012; Xiong et al. 2016). In Gegenwart von Ammoniumsulfat wird Ettringit in Abhängigkeit vom pH-Wert unter Bildung von Gips und Aluminiumhydroxid zersetzt (Wang et al. 2016b). Entsprechend ist sein Beitrag zum Schädigungsmechanismus bei einem kombinierten Ammoniumsulfatangriff von nachrangiger Bedeutung.



Die Bildung von Gips und die damit verbundene von der exponierten Oberfläche einhergehende Erweichung und Abnahme der mechanischen Festigkeit der Zementsteinmatrix wird in Laborversuchen beobachtet, in denen hohe Konzentrationen von Ammoniumsulfat eingesetzt werden, um einen zeitraffenden Effekt zu erzielen (Rendell und Jauberthie 1999; Xiong et al. 2016). Die Gipsbildung unter den in natürlichen Grundwässern anzutreffenden Sulfatkonzentrationsbereichen von 1 500–3 000 mg/L ist jedoch entweder nicht oder aufgrund der geringen Sättigung von Sulfat in der Porenlösung ohne expansive Phasenneubildung, welche das Zementsteingefüge zerstört, möglich (Bellmann et al. 2006). In Versuchen von Nägele et al. (1984) wurden bei verhältnismäßig niedrigen Ammoniumsulfatkonzentrationen (180 mg NH_4^+ /L; 479 mg SO_4^{2-} /L) mit wöchentlicher Salzzugabe starke Dehnungen an Mörtelprismen aus Portland- und Hochofenzement beobachtet. Diese Treiberscheinungen führten mit Ausnahme der Mörtelprismen aus Hochofenzement mit einem w/z-Wert von 0,5 zur kompletten Zerstörung der Proben nach 2,6 Jahren. In den Prüflösungen konnte sich Sulfat allerdings in hohen Konzentrationen anreichern. Wird die Prüflösung regelmäßig erneuert und dadurch ein Aufsättigen verhindert, wurden trotz höherer Ammoniumsulfatkonzentration (360 mg NH_4^+ /L; 959 mg SO_4^{2-} /L) keine Treiberscheinungen beobachtet. (Nägele et al. 1984)

Allgemein bewirken puzzolanische Zusatzstoffe eine Abnahme des expansiven Angriffscharakters. Jedoch führt eine hohe Klinkersubstitutionsrate und die damit verbundene Ausbildung von C-S-H-Phasen mit niedrigem Ca/Si-Verhältnis zu einem starken Verlust der mechanischen Festigkeit. (Amin und Bassuoni 2018; Xiong et al. 2016) Das genaue Zusammenspiel zwischen der Menge an Zementersatzstoffen und reduzierten Treiberscheinungen und Entfestigung ist komplex, da auch für hohe Substitutionsraten ein hoher Widerstand erzielbar ist. In tertiären und quartären Bindemittelsystemen führt der Angriff zur Ausbildung einer dichten wasserreichen Siliciumdioxidschicht mit Einschlüssen von aluminium- und magnesiumumhaltigen Phasen, in welcher Gips eingebunden ist und welche eine Schutzfunktion für den intakten Betonkern darstellt. (Bassuoni und Nehdi 2012) Durch die Verwendung von Silicastaub wird aufgrund seiner puzzolanischen Eigenschaft der Gehalt an Calciumhydroxid reduziert, was sich positiv auf die gebildete Gipsmenge auswirkt (Martins et al. 2021). Niedrige w/z-Werte erhöhen erwartungsgemäß den Widerstand von Zementsteinen und reduzieren die mechanische Entfestigung im Randbereich (Xiong et al. 2016).

3.2.5.3 Magnesium und Sulfat

Der Angriff von Sulfat in Kombination mit Magnesium führt zu einem gegenüber den singulären Angriffen veränderten Angriffsmechanismus. So bildet sich bevorzugt Brucit und Gips auf oder in unmittelbarer Nähe zur Oberfläche des exponierten Baustoffes. Zudem bilden sich parallel zur Oberfläche Gipsbänder im Inneren des Zementsteines aus, welche von Magnesiumsilicathydraten durchsetzt sein können. Die Bildung von sekundärem Ettringit infolge der Sulfateinwirkung findet nur zu geringen Anteilen statt. (Bonen und Cohen 1992) Bei vorhandener Carbonatquelle wie beispielsweise Zementen mit Kalksteinmehl als Nebenbestandteil wird neben Gips auch Thaumasit gebildet. Ein höheres Carbonatangebot bewirkt höhere Volumenanteile an Thaumasit (Hartshorn et al. 1999; Sotiriadis et al. 2021). Insgesamt sind diese Anteile jedoch so gering, dass sie als nicht primärer Schädigungsmechanismus zu bewerten sind (Sotiriadis et al. 2021). Die Anwesenheit von Magnesium beschleunigt indes die Entstehung von Thaumasit und bewirkt zudem die Bildung größerer Mengen (Hartshorn et al. 1999; Lipus und Rickert 2011). Die oberflächlich gebildete Brucitschicht wirkt sich dabei nicht hemmend auf das Eindringen der Sulfationen aus (Kunther et al. 2013b). Die gebildeten Magnesiumhydroxid-Kristalle sind üblicherweise klein und bilden sich

auch in Poren des zementgebundenen Baustoffes aus, sodass neben der oberflächlichen Schicht auch die Porenstruktur des zementgebundenen Baustoffes verdichtet wird (Menéndez et al. 2013, S. 57; Moukwa 1990). Bei praxisnahen Konzentrationen wird der Kapillarporenraum von Zementstein im Porenradialbereich von 30 bis 75 nm zunächst verdichtet, während der Volumenanteil kleinere Poren zunimmt (Kayyali 1989). In der Folge wird ein weiteres Eindringen von Magnesium- und Sulfationen verlangsamt (Maultzsch 1984). Ebenso wird durch eindringende Magnesiumionen die Substitution von Calciumhydroxid in der ITZ durch Brucit angestoßen (Brown und Doerr 2000). In komplex zusammengesetzten, starken Salzlösungen kann die Bildung von Magnesiumhydroxid an der Oberfläche zementgebundener Baustoffe von vorübergehender Natur sein und sich verstärkt Magnesiumsilicathydrat bilden (Wakeley et al. 1992). Die Entstehung von M-S-H-Phasen kann zum einen durch Austauschreaktionen mit Calciumsilicathydraten erfolgen. Zum anderen kann Magnesiumhydroxid mit reaktivem Silicium und Wasser M-S-H-Phasen bilden (Santhanam 2013, S. 77). Die chemische Zusammensetzung und insbesondere das Mg/Si-Verhältnis der Magnesiumsilicathydrate variiert beim kombinierten Angriff durch Magnesium und Sulfat zwischen 0,98 und 2,36. Zudem sind M-S-H-Phasen aufgrund ihrer engen Verbindung bzw. Einbindung von Brucit und Magnesiumsulfatkristallen recht inhomogen. (Bonon 1992) Ab einem Mg/Si-Verhältnis größer 1,3 wird Magnesiumhydroxid in M-S-H-Phasen eingebunden (Nied et al. 2016). Durch die Calciumverarmung der C-S-H-Phasen und den fehlenden festigkeitsbildenden Eigenschaften der Magnesiumsilicathydratphasen nimmt die mechanische Festigkeit der Bindemittelmatrix ab. Dies zeigt sich anhand der exponierten Oberfläche abnehmenden Härtewerten in Folge des chemischen Angriffs im phasenveränderten Bereich (Sotiriadis et al. 2021; Xiong et al. 2014). Niedrige w/z-Werte führen bei Betonen aufgrund der dichten Mikrostruktur und dem damit fehlenden Expansionsraum für die sulfathaltigen Reaktionsprodukte zu ausgeprägter Mikrorissbildung und einer Abnahme der mechanischen Festigkeit (Vedakshmi et al. 2005).

Betontechnologisch lässt sich dem Angriff durch geeignete Bindemittelwahl begegnen. Die Reduzierung des verfügbaren Aluminiums ist eine zweckmäßige Maßnahme, um den Widerstand zu erhöhen. Die Angriffskinetik unterscheidet sich jedoch je nach Bindemittelsystem. Bei Mörteln basierend auf Portlandzementen treten Treiberscheinungen und Dehnungen auf, die den Baustoff zerstören. Bei Mörteln aus Hochofenzement treten keine Dehnungen auf, allerdings wird durch die ablaufenden Reaktionen die Oberfläche allmählich abgetragen. (Kunther et al. 2013b) Die Verwendung von Hochofenzement ist indes nicht grundsätzlich als günstiger zu bewerten, da mit höherem Gehalt an Hüttensand teilweise die Schäden in Laborversuchen zunehmen (Gollop und Taylor 1996). Zudem hat die Umgebungstemperatur einen erheblichen Einfluss auf die Bewertung von Bindemittelsystemen unter Laborbedingungen. Bei Baugrundtemperaturen sind Mörtel aus Portlandzement mit erhöhtem Sulfatwiderstand weniger dauerhaft als solche aus Hochofenzement (Lawrence 1992).

3.2.5.4 Säure und Sulfat

In eisensulfidhaltigem Baugrund kann aufgrund von Verwitterungsprozessen ein Angriff auf zementgebundene Baustoffe durch die entstehende Schwefelsäure und das Eisensulfat erfolgen.

Kommt es zum Eintrag von sulfid- bzw. sulfathaltigem Bodenmaterial infolge der Herstellweise geotechnischer Elemente, kann eine innere Schädigung des zementgebundenen Baustoffes eintreten. Zum Schädigungspotential eisensulfidhaltiger Gesteinskörnung liegen in der Literatur unterschiedliche Ergebnisse vor. Ob eine schädigende Wirkung solcher Gesteinskörnung sich entfalten kann, hängt von der Verfügbarkeit von Sauerstoff und Wasser ab (Tagnit-Hamou et al. 2005). Die Kinetik des Verwitterungsprozesses der eisensulfidhaltigen Gesteinskörnung ist die maßgebende Größe für die aus ihr hervorgehenden Treiberscheinungen der Gesteinskörnung und der sich bildenden sulfathaltigen Schadminerale (Casanova et al. 1996). Die Oxidation des Eisensulfides läuft im Baustoff langsam ab und wird durch die Alkalität der

Porenlösung und durch die Korngröße der entsprechenden Gesteinskörnung beeinflusst (Casanova et al. 1997). Bei oxidationsfördernden Randbedingungen kommt es in der alkalischen Umgebung zementgebundener Baustoffe zur Bildung von Eisenhydroxid, welches unter Volumenzunahme zur Rissbildung in der Gesteinskörnung führen kann. Die sich bei der Reaktion bildende Schwefelsäure greift die Bindemittelmatrix in der Umgebung des Gesteinskorns an. (Tagnit-Hamou et al. 2005) Das Sulfat reagiert dabei mit Calciumhydroxid unter Bildung von Calciumsulfat und mit aluminiumhaltigen Phasen unter Bildung von Ettringit (Casanova et al. 1996). Daneben ist bei vorhandener Carbonatquelle auch die Bildung von Thaumasil bzw. Ettringit-Thaumasil-Mischphasen möglich. Diese Phasen bilden sich bevorzugt in der Kontaktzone zwischen Matrix und Gesteinskörnung oder in bereits vorhandenen Rissen und Poren. (Rodrigues et al. 2012; Zhong und Wille 2018). Für Betone sind zahlreiche Schadensfälle infolge sulfidhaltiger Gesteinskörnung bekannt und dokumentiert. Das Schadensbild zeigt sich in netzartigen Rissen im Gefüge, großen Rissweiten und Abplatzungen oberhalb oxidiertter Gesteinskörnung. (Rodrigues et al. 2012; Zhong und Wille 2018) Die beschriebenen, geschädigten Betonbauteile waren frei bewittert, sodass eine Versorgung mit Feuchtigkeit und Sauerstoff möglich war. Zudem wurden durch die Rissbildung günstige Transportbedingungen für die Schädigung geschaffen. Untersuchungen an Mörteln mit sulfat- und sulfidhaltigem Sand zeigten bei einer Lagerung in wässriger Calciumhydroxid-Lösung allerdings keine Treiberscheinungen (Paul et al. 2022).

Durch die Oxidation von pyrrhaltigen Böden können sich erhebliche Sulfatkonzentrationen und sehr niedrige pH-Werte ergeben. Für Sulfidgehalte von Bodenproben zwischen 0,2 und 1,3 M-% ergeben sich bei vollständiger Oxidation pH-Werte des porenraumfüllenden Wassers von 2,2 bis 2,5 und Sulfatkonzentrationen von 8 300 mg/L bis 40 000 mg/L (Breitenbücher et al. 2009). Laboruntersuchungen von Betonproben in pyrrhaltigen Böden zeigen für stationäre und temporär ungesättigte Böden eine starke Verlangsamung des Angriffsfortschrittes. Durch die verlangsamten Transportprozesse führt der lösende Angriff infolge des niedrigen pH-Wertes des Bodens zu einer lokalen Erhöhung desselben in der Kontaktzone zwischen Boden und Beton. Dadurch kann sich eine Deckschicht aus Eisenhydroxid bilden, welche den weiteren Korrosionsfortschritt hemmt. (Siebert 2010, S. 122) Der Angriff führt in Abhängigkeit von der Sulfatkonzentration und der Säureeindringtiefe zu verschiedenen Schädigungsbereichen. Bei vergleichsweise niedriger Sulfatkonzentration bildet sich vorseilend sekundäres Ettringit bzw. Thaumasil in Gegenwart von Carbonat. Mit geringerem Abstand zur exponierten Oberfläche reichert sich Sulfat im Porengefüge an und es kommt neben der Ettringitbildung zur Bildung von Gips. Auf Höhe der nur wenige Mikrometer dicken Reaktionsfront des Säureangriffs bilden sich amorphe Silicium-, Aluminium- und Eisenverbindungen, welche als dichtes Gefüge einen Puffer bilden. In unmittelbarer Exposition zum oxidierenden, eisensulfidhaltigen Boden verbleibt eine mit Gipsrelikten angereicherte amorphe Siliciumdioxidschicht. (Siebert 2010, S. 123–124)

Betontechnologisch ist die Erhöhung des Widerstandes gegenüber dem kombinierten Angriff aus Säure und Sulfat komplex. Während die Erhöhung des physikalischen Widerstandes grundsätzlich das Eindringen von Säure und Sulfat hemmt, können chemische Parameter gegenläufige Effekte erzielen. Die Verwendung von Kalksteinmehl erhöht beispielsweise die Pufferkapazität des Bindemittels, begünstigt aber unter Baugrundbedingungen die Bildung von Thaumasil (Siebert und Gerlach 2018, S. 917). Die Untersuchungen von Siebert (2010) zeigen anhand des Vergleichs der Säureeindringtiefe und der mittels Restdruckfestigkeit bestimmten mechanischen Schädigungstiefe die Komplexität des Säure und Sulfatangriffs auf konventionelle Bindemittelsysteme auf. Hochofenzemente zeigten die stärkste Schädigung infolge der Säureeinwirkung, hatten jedoch aufgrund ihres geringeren Festigkeitsverlust die geringste mechanische Schädigungstiefe. Der geringe Widerstand gegenüber den niedrigen pH-Werten des pyrrhaltigen Bodens ist auf den geringen Calciumhydroxidgehalt und die damit verringerte Pufferkapazität zurückzuführen.

Betone aus Portlandzement mit hohem Sulfatwiderstand zeigten eine reduzierte Schädigung infolge der Säureeinwirkung, doch führen der erhöhte Calciumhydroxidgehalt und das damit verbundene Potential zur Gipsbildung zu einer stärkeren mechanischen Schädigungstiefe. Die Verwendung von Portlandkalksteinzement führt zu einer starken mechanischen Schädigung infolge des Sulfatangriffs unter Bildung von Gips, Ettringit und Thaumasit. Der lösende Angriff durch die Säure spielte bei diesen Betonen eine untergeordnete Rolle. (Siebert 2010, S. 75, S. 127–128)

Untersuchungen von Cao et al. (1997) an Mörteln mit verschiedenen Zusatzstoffen in Sulfatlösungen bei niedrigen pH-Werten zeigen die Sensitivität der Bindemittelsysteme für einen kombinierten Angriff aus Säure und Sulfat. Während Treiberscheinungen infolge des Sulfatangriffes durch Klinkersubstitution mit Flugasche und Silicastaub reduziert werden, nimmt der Festigkeitsverlust bei einem pH-Wert von 3 stark zu. Erst bei hohen Substitutionsraten wird diese mechanische Schädigung reduziert. Die Substitution durch Hüttensand bewirkt hingegen eine Zunahme der Dehnungen durch den Sulfatangriff und zusätzlich eine stärkere Festigkeitsabnahme. Erst bei Hüttensandgehalten von 80 % zeigen die Hochofenzementmörtel eine zufriedenstellende Performance unter den vorgestellten Prüfbedingungen. (Cao et al. 1997)

4 Relevante Bauverfahren des Spezialtiefbaus im Bereich der Bundeswasserstraßen

4.1 Allgemeines

Die Infrastruktur der Bundeswasserstraßen in Deutschland umfasst Anlagen und Bauwerke wie Schleusen und Wehre. Die Anforderungen an diese Bauwerke müssen zuverlässig über lange Nutzungsdauern erfüllt werden. So gelten für Wasserbauwerke in Massivbauweise nach DIN 19702:2013-02 in der Regel planmäßige Nutzungsdauern von 100 Jahren. Daher ist die Dauerhaftigkeit eine zentrale Kenngröße zur Sicherstellung der Funktionalität der Wasserstraßen im Binnen- und Küstenbereich. Geotechnische Elemente kommen bei der Errichtung von Bauwerken an den Wasserstraßen wie Kajen oder Uferwände und für Wasserbauwerke wie Schleusen, Wehre und Sperrwerke zum Einsatz. Dabei finden unterschiedliche Verfahren des Spezialtiefbaus Anwendung. Schwerpunkt der Fragestellung dieser Arbeit sind geotechnische Elemente aus zementgebundenen Baustoffen. Diese kommen insbesondere vor bei:

- Tiefgründungen mit Bohr- oder Rammpfählen
- Baugrubenumschließungen mit Schlitzwand- oder Bohrpfahltechnik
- Unterfangungen von Bestandsbauwerken mithilfe des Düsenstrahlverfahrens
- Verankerungen

Im Hinblick auf die Fragestellung chemischer Angriff auf geotechnische Elemente im Verkehrswasserbau können anhand früherer und aktueller Projekte im Bereich der Wasserstraßen sowie aus Forschungsarbeiten zu gekoppelten Phänomenen in der Geotechnik die nachfolgenden Verfahren als relevant betrachtet werden (Friede et al. 1979; Herten und Heidenreich 2022; Köster und Dietz 2006; Manns und Lange 1993; Pohl et al. 2020; Rigo und Unterderweide 2011):

- Ortbetonpfähle
- Düsenstrahlverfahren
- Mikropfähle
- Verpressanker

Diese Verfahren werden im Nachfolgenden behandelt. Dabei werden die geltenden Normen und Regelwerke zur Ausführung und Herstellung der jeweiligen Elemente vorgestellt. Der Entwurf, die Berechnung und Bemessung in der Geotechnik erfolgen nach DIN EN 1997-1:2009-09 in Verbindung mit DIN EN 1997-1/NA:2010-12 inklusive DIN 1054:2021-04. Weiterhin werden die zum Einsatz kommenden Materialien der jeweiligen Elemente beschrieben. Zudem wird auf das Tragverhalten der jeweiligen Gründungselemente eingegangen und vorhandene Unsicherheiten bezüglich der Exposition eines chemischen Angriffs

aufgezeigt. Grundsätzlich wird bei geotechnischen Elementen eine innere und äußere – auch bodenmechanische – Tragfähigkeit unterschieden. Die innere Tragfähigkeit ergibt sich aus den mechanischen Eigenschaften und der Festigkeit des Baustoffes zur Aufnahme der aufgebracht Lasten. Die äußere Tragfähigkeit beruht auf der Lastübertragung vom geotechnischen Element auf den umgebenden Baugrund unter Berücksichtigung der Wechselwirkung zwischen Boden und Bauteil. Durch den chemischen Angriff wird in den meisten Fällen die Randzone des jeweiligen geotechnischen Elementes in ihren chemisch-physikalischen und mechanischen Eigenschaften verändert, sodass hieraus Folgen für die äußere Tragfähigkeit resultieren.

4.2 Bohrpfähle

Pfahlgründungen ermöglichen den Lastabtrag von Bauwerken in tieferliegende, tragfähige Baugrundsichten. Der Lastabtrag erfolgt dabei über den Spitzendruck am Pfahlfuß und über die Mantelreibung des Pfahles. Der Anteil der jeweiligen Widerstände des Pfahls variiert in Abhängigkeit der jeweiligen Baugrundbedingungen. Die Ausführung von Bohrpfählen ist in DIN EN 1536:2010-12 in Verbindung mit DIN SPEC 18140:2012-02 geregelt. Des Weiteren sind die Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik 2013) zu berücksichtigen. Fortschreibungen, Korrekturen und Ergänzungen der EA-Pfähle werden in Jahresberichten, welche in der Zeitschrift *Bautechnik* veröffentlicht werden, kommuniziert (Moormann 2023).

Bohrpfähle können erschütterungs- und lärmarm sowie mit großen Pfahldurchmessern hergestellt werden, weshalb sie häufig im Bereich des Verkehrswasserbaus Verwendung finden. Sie werden in zuvor ausgehobenen Hohlräumen im Baugrund hergestellt und bestehen in der Regel aus bewehrtem oder unbewehrtem Ort beton. Das Bohrloch wird entweder verrohrt oder unverrohrt, mithilfe einer Stützflüssigkeit oder mit einer durchgehenden Bohrschnecke hergestellt (Möller 2012, S. 151). Eine Sonderform stellen sogenannte Barette dar, welche als rechteckige (L-, T- oder kreuzförmige) Schlitzwandelemente ebenfalls zum Lastabtrag in tragfähige Baugrundsichten errichtet werden. Für Ihre Ausführung ist eine von der Bohrpfahlherstellung abweichende Gerätetechnik erforderlich.

In Abbildung 4.1 ist die unverrohrte sowie die flüssigkeitsgestützte Herstellung eines Bohrpfahles schematisch dargestellt. Die Arbeitsschritte beider Verfahren ähneln sich. Bei der unverrohrten Bohrung mittels Endlosschnecke stützt das Bohrgut den nicht standfesten Boden. Allerdings ist das Einbringen eines Bewehrungskorbes bei Schneckenbohrpfählen erst nach Ziehen der Endlosschnecke möglich und bedarf ggf. des Einrüttelns (Kolymbas 2016, S. 318). Das Einbringen des Frischbetons im flüssigkeitsgestützten Verfahren erfolgt mithilfe des Kontraktorverfahrens. Dabei wird der Frischbeton über ein Kontraktorrohr, dessen Austrittsöffnung während des Betoniervorganges stets unterhalb des Frischbetonspiegels verbleibt, eingebracht. Der auf diese Weise eingebrachte Beton verdrängt aufgrund der höheren Dichte die Stützflüssigkeit ohne eine Vermischung mit ebendieser. An der Oberfläche des aufsteigenden Betonier spiegels kann es allerdings partiell in einem eng begrenzten Bereich zu einer Durchmischung kommen. Des Weiteren kann sich auf der Frischbetonsäule Bohrschlamm absetzen, weshalb eine ausreichend hohe Betonage über die planmäßige Pfahlhöhe erforderlich ist (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik 2013, S. 266).

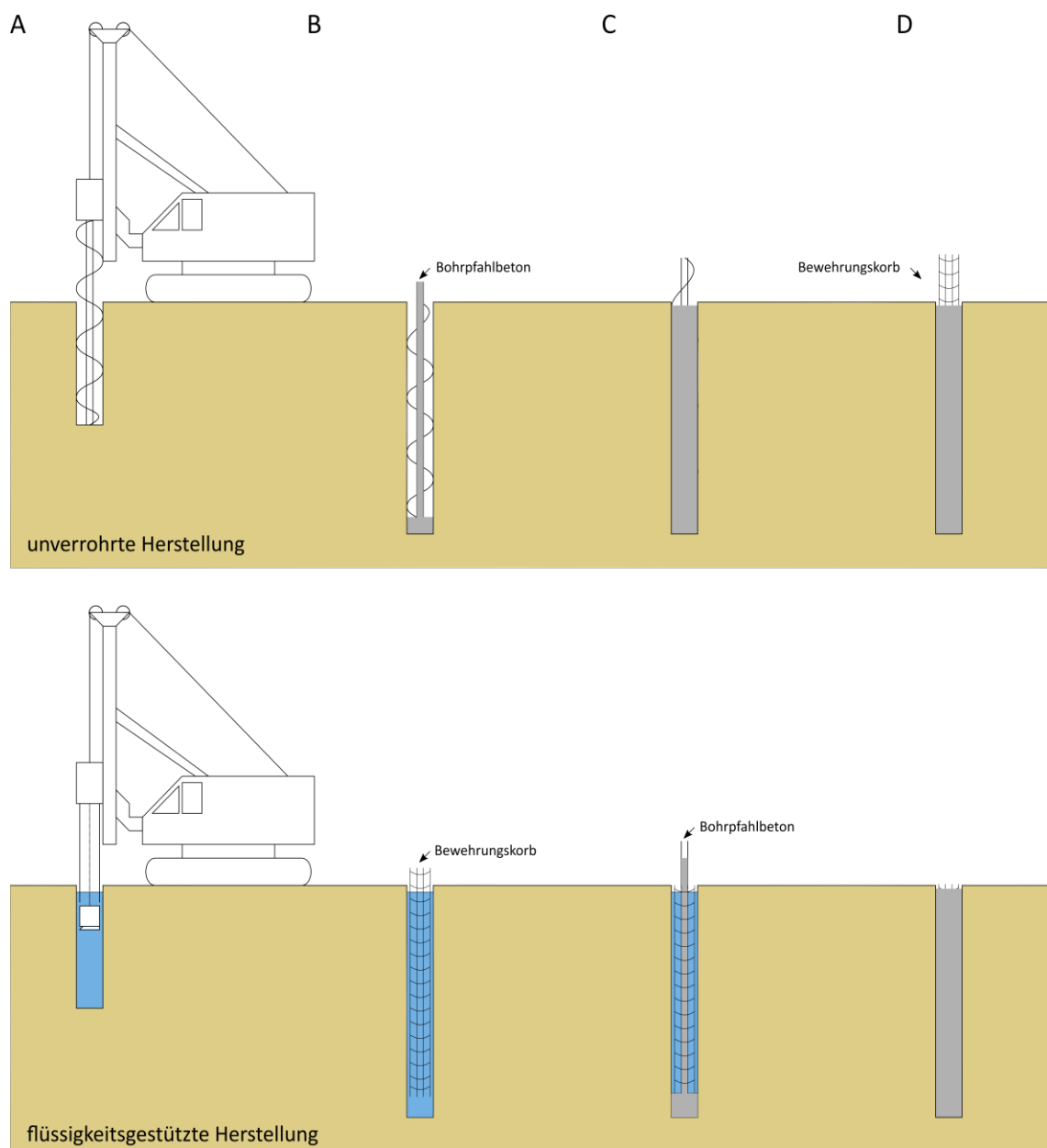


Abbildung 4.1: Unverrohrte und flüssigkeitsgestützte Herstellung eines Bohrpfahles: A) Abbohren des Bohrloches mittels Endlos-schnecke bzw. Greifbohrverfahren, B) Einfüllen des Bohrpfahlbetons durch innenliegendes Hohlrohr bzw. Einstellen des Bewehrungskorbes, C) Verfüllen des Hohlraums bei gleichzeitigem Ziehen der Schnecke bzw. Einfüllen des Frischbetons im Kontraktorverfahren, D) Einstellen des Bewehrungskorbes bzw. vollständig betonierter Bohrpfahl

Die Anforderungen an den Bohrpfahlbeton werden in DIN EN 1536:2010-12 in Verbindung mit DIN SPEC 18140:2012-02 spezifiziert. In Zukunft sollen diese ergänzenden Regelungen im normativen Anhang der DIN EN 206 enthalten sein. Durch die Verwendung von Fließmittel bzw. Verflüssiger und Erstarrungsverzögerer können die erforderlichen rheologischen Eigenschaften eingestellt werden. Bohrpfahlbetone zeichnen sich durch eine hohe Plastizität bzw. plastische Viskosität, gute Fließigenschaften und eine hohe Mischungsstabilität aus. Daneben müssen Bohrpfahlbetone die Fähigkeit aufweisen, sich aufgrund des wirkenden Frischbetondruckes selbst zu verdichten. Ein Nachweis dieser Anforderungen ist

mittels der geforderten Frischbetonprüfungen nach DIN EN 206-1:2001-07 in Verbindung mit DIN 1045-2:2008-08 allerdings nicht möglich. Die erforderlichen Eigenschaften für Bohrpfahlbetone werden maßgeblich durch die Fließgrenze, Viskosität und Thixotropie bestimmt (Kränkel 2018, S. 5). Entsprechend sind die Anwendungshinweise der EFFC und DFI (2024, S. 33) für die zielsichere Festlegung von Frischbeton für den Spezialtiefbau zu beachten.

Die Druckfestigkeitsklasse des Pfahlbetons liegt üblicherweise zwischen C20/25 und C45/55. Nach DIN EN 1536:2015-10 wird die Verwendung von CEM II- und CEM III-Zementen empfohlen, in jedem Fall sollten bei der Verwendung von Portlandzement auch Klinkersubstitutionsstoffe vom Typ II eingesetzt werden, um die Verarbeitbarkeit, Dauerhaftigkeit und Wärmeentwicklung zu verbessern. Der maximal zulässige w/z-Wert bzw. w/z_{eq}-Wert beträgt 0,6. Für das Einbringen des Bohrpfahlbetons im Trockenen ist ein Mindestzementgehalt von 325 kg/m³ vorgeschrieben, während unter Wasser 375 kg/m³ als Mindestzementgehalt anzusetzen sind. Der Mindestzementgehalt für Bohrpfahlbetone wird bei der Verwendung von Flugasche als Zusatzstoff in Abhängigkeit vom Größtkorn und nach Tabelle 4.1 vorgegeben. Die Anrechnung von Flugasche erfolgt nach dem k-Wert-Ansatz mit einem k_f von 0,7. Dieser Anrechnungsbeiwert weicht vom k_f-Wert nach DIN EN 206-1:2001-07 in Verbindung mit DIN 1045-2:2008-08 ab (k_f = 0,4) und berücksichtigt die günstigen Umgebungsbedingungen im Baugrund, welche eine natürliche Nachbehandlung darstellen. Werden Zemente CEM II/B-V, CEM II/B-P, CEM III/B (Hüttensandgehalt > 70 M.-%) oder CEM III/C verwendet, darf Flugasche nicht auf den Zementgehalt angerechnet werden.

Tabelle 4.1: Anforderungen an den Mindestgehalt von Zement und Flugasche in Abhängigkeit vom Größtkorn nach DIN SPEC 18140:2012-02

	Größtkorn D_{max}	
	16 mm	32 mm
Mindestzementgehalt bei Anrechnung von Flugasche in (kg/m ³)	300	270
Mindestgehalt an Zement und Flugaschen in (kg/m ³)	400	350

Die maximal aufnehmbare Traglast eines Bohrpfahles kann durch Mantel- oder Fußverpressungen um 50 bis 100 % erhöht werden. Beginnt der eingebrachte Bohrpfahlbeton zu erhärten, kann über an den Bewehrungskörben befestigte Rohre mit Manschettenventilen Zementsuspension ausgepresst werden. Für mehrmaliges Nachverpressen sind Spülmöglichkeiten im Verpresssystem vorzusehen. Das Auspressgut dringt an der Mantelfläche des Pfahles in den anstehenden Baugrund ein, vermörtelt diesen und vergrößert in Abhängigkeit von der Injizierbarkeit des Bodens die Pfahlabmessungen. (Möller 2012, S. 153) Die Anforderungen an die zu verwendenden Verpressmörtel sind in DIN EN 1536:2010-12 in Verbindung mit DIN SPEC 18140:2012-02 geregelt. Der w/z-Wert des Verpressmörtels ist an die Baugrundverhältnisse und die angestrebte Funktion anzupassen und darf den Wert 0,7 nicht überschreiten. Die Wahl des Bindemittels ist auf die aggressiven Stoffe im Baugrund abzustimmen.

Die Beschaffenheit der Mantelfläche von Bohrpfählen wird vom anstehenden Baugrund und vom eingesetzten Bohrverfahren beeinflusst. Durch den hohen Frischbetondruck ergibt sich ein guter Formschluss mit dem anstehenden Baugrund. Durch oszillierend (siehe Abbildung 4.2) oder kontinuierlich gezogene Verrohrung lässt sich der Pfahlschaft entsprechend aufräuen. In dichten Böden werden Teile des Bodens nicht verdrängt und können sich beim Ziehen der Verrohrung an den Zähnen des Schneidkranzes aufhängen und in den Randbereich des Pfahles eindringen. In steifen bindigen Böden können solche Einschlüsse aufgrund ihrer geringen Festigkeit ausgewaschen werden, sodass Löcher bzw. Riefen entstehen, welche

die Betondeckung mindern können. (Kempfert und Moormann 2018, S. 110–111) Eine möglichst raue Manteloberfläche ist hinsichtlich der Kontaktfläche zwischen Boden und Bohrpfahl und die übertragbare Mantelreibung als günstig zu bewerten.



Abbildung 4.2: Mantelfläche eines mit oszillierend gezogener Verrohrung hergestellten, freigelegten Bohrpfahles an der Schleuse Zerben (Bundesanstalt für Wasserbau 2020)

4.3 Düsenstrahlverfahren

Seit Ende der 1970er-Jahre findet das Düsenstrahlverfahren in Deutschland breite Anwendung (Krentz 2015). Über die Jahre wurde es von ausführenden Spezialtiefbauunternehmen weiterentwickelt und wird je nach Unternehmen individuell bezeichnet. Beim Düsenstrahl- oder Hochdruckinjektionsverfahren handelt es sich um ein Verfahren zum Vermischen des anstehenden Bodens mit einer Bindemittelsuspension bei welchem ein Teil des Bodens ausgespült und ausgetauscht wird. Die Ausführung von Arbeiten unter Einsatz des Düsenstrahlverfahrens ist in Deutschland in der DIN EN 12716:2019-03 geregelt. Das im Baugrund hergestellte, verfestigte Tragelement wird nach DIN 4093:2015-11 bemessen.

Zur Errichtung einer Düsenstrahlsäule wird ein Düsengestänge ggf. mithilfe einer Außenspülung bis zur gewünschten Solltiefe abgebohrt. Um das Bohrgestänge wird ein ausreichend großer Ringraum für den Rückfluss des erodierten Boden-Wasser- oder Boden-Suspensionsmischgutes vorgesehen. Oberhalb der Bohrkronen tritt aus einer 2 bis 6 mm großen Düse ein energiereicher, horizontaler Schneidstrahl aus Wasser oder Zementsuspension aus (Stein 2004, S. 4). Die auftretenden Düsdrücke liegen zwischen 300 und 600 bar (Sondermann und Kirsch 2018, S. 210) und bewirken eine vollständige Auflösung und Umlagerung des Bodengerüsts, welches mit der Zementsuspension vermischt wird. Das Mischgut besteht aus

Bodenpartikeln, Bindemittelsuspension und ggf. Grundwasser (Stein 2004, S. 5). Durch Variation der Ziehgeschwindigkeit, der Durchflussmenge an Suspension, dem Düsdruck und der Rotationsgeschwindigkeit sowie dem Rotationswinkel lässt sich die geometrische Form des Düsenstrahlelementes anpassen. Die Koppelung mehrer Düsenstrahlelemente kann frisch gegen verfestigt oder frisch in frisch erfolgen. In Abbildung 4.3 sind die Herstellschritte bei der Errichtung verfestigter Bodenkörper mittels Düsenstrahlverfahren schematisch dargestellt.

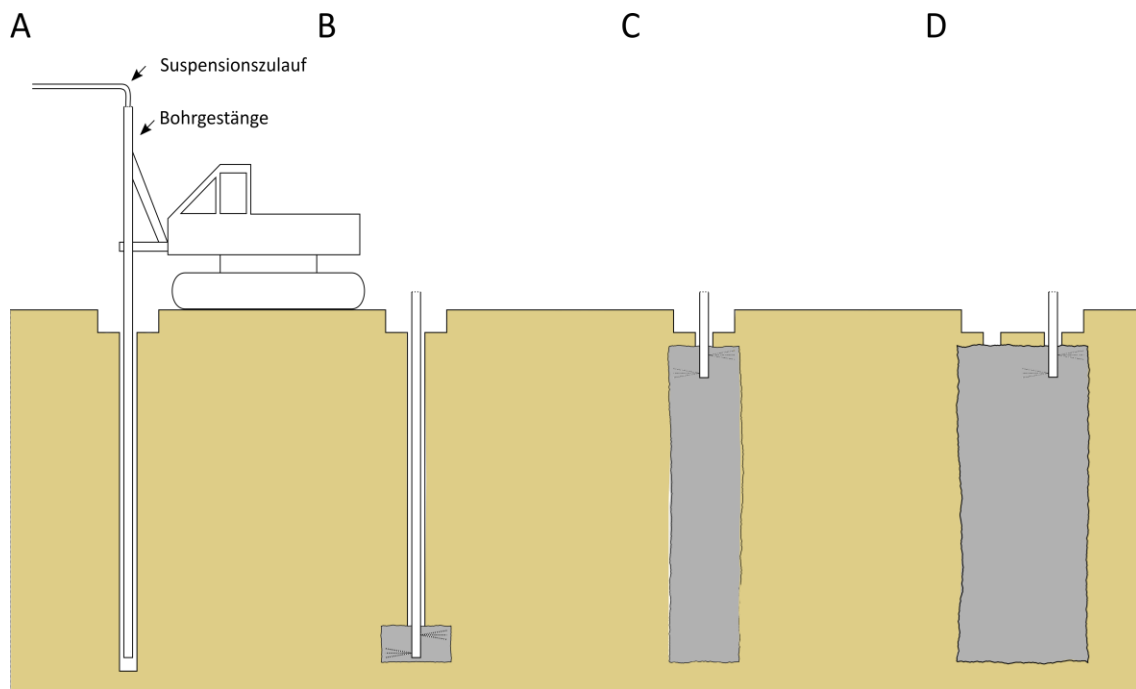


Abbildung 4.3: Herstellschritte bei der Errichtung von Düsenstrahlelementen: A) Abbohren des Bohrloches, B) Beginn des Düsens mit Suspension, C) Herstellung der Düsenstrahlsäule bei gleichzeitigem Ziehen und Rotieren des Gestänges, D) Fertiggestellter Düsenstrahlkörper mit gekoppeltem weiteren Element

Unterschieden werden Verfahrensvarianten hinsichtlich der beim Düsen eingesetzten Phasen. Beim Einphasenverfahren wird mit einer Flüssigkeit bzw. einer Bindemittelsuspension gedüst. Beim Zweiphasenverfahren wird der Bindemittelsuspensionsstrahl entweder von einem Luftstrahl ummantelt oder ein Hochdruckwasserstrahl wird für die Erosion des Bodens eingesetzt. Die Bindemittelsuspension zur Verfestigung wird zeitgleich mit geringerem Druck eingebracht. Als Dreiphasensystem wird das Verfahren bezeichnet, wenn der energiereiche Wasserstrahl zusätzlich mit Luftummantelung zur Erosion des Bodens eingesetzt wird. Die Bindemittelsuspension wird entsprechend über separate Düsen mit geringerem Druck eingebaut. Die Erosionswirkung des Flüssigkeitsstrahls wird durch die Luftummantelung insbesondere beim Einsatz des Verfahrens bei anstehendem Grundwasser erheblich erhöht. Die erzielbaren Reichweiten nehmen dabei mit höherer Luftgeschwindigkeit zu. (Sondermann 2012) Neben dem Herstellverfahren hat der anstehende Baugrund auch einen Einfluss auf die erzielbaren Durchmesser von Düsenstrahlsäulen. Je höher der Anteil an tonhaltigen Bestandteilen, umso geringer fällt der erzielbare Durchmesser aus (Njock et al. 2018). Die Materialeigenschaften des Düsenstrahlelementes streuen in Abhängigkeit vom anstehenden Baugrund, der eingesetzten Bindemittelmenge sowie den Herstellparametern. Dabei sind die erzielbaren Druckfestigkeiten des verfestigten Bodenkörpers umso höher, je größer der Anteil an Bindemittel und je niedriger der w/z-Wert der Bindemittelsuspension sind (Kutzner 1991, S.

316; Njock et al. 2018). Die w/z -Werte der eingesetzten Bindemittelsuspensionen liegen üblicherweise zwischen 0,5 und 1,5. Nach Kutzner (1991, S. 315) sind w/z -Werte über 1,0 jedoch zur Errichtung verfestigter Bodenkörper unzuweckmäßig. Die erzielbaren Druckfestigkeiten für Düsenstrahlelemente werden in der Literatur in einer Bandbreite von 2 bis 25 N/mm² angegeben (Wehr und Trunk 2012, S. 499), je nach Randbedingungen der Ausführung können allerdings auch deutlich höhere Werte erzielt werden. Insbesondere wenn ein Großteil des Bodens gelöst und ausgetauscht wurde, können reine Suspensionselemente Festigkeiten zwischen 45 und 60 N/mm² erreichen (Kutzner 1991, S. 317). Die Festigkeitsentwicklung ist in nichtbindigen Böden im Vergleich zu bindigen Böden deutlich ausgeprägter (Kutzner 1991, S. 316; Sondermann 2012). Für die Bemessung verfestigter Bodenkörper dürfen nach DIN 4093:2015-11 maximal 10 N/mm² als charakteristische Festigkeit angesetzt werden. Diese sind für ausgeführte Düsenstrahlelemente aus repräsentativen Bodenbereichen versuchstechnisch nachzuweisen (Vogt et al. 2016). Die unterschiedliche Eindringtiefe des Schneidstrahls in einem inhomogenem Baugrund bewirken für das zu errichtenden Düsenstrahlelement eine unebene Oberflächenstruktur mit Ausbuchtungen und Einkerbungen über die Höhe. In bindigen Böden ist die Form von Düsenstrahlelementen bzw. -säulen einheitlicher als in rolligen Böden (Njock et al. 2018). Des Weiteren können größere Bodenkornfraktionen die Reichweite des Schneidstrahls durch Verschattungseffekte verringern (Stein 2004, S. 57). Eingelagerte Steine mit Seitenlängen größer 6 cm können durch Verschattungseffekte den Löse- und Schneidprozess derart behindern, dass Inhomogenitäten im verfestigten Bodenkörper entstehen können (Kutzner 1991, S. 317). Hindernisse im Baugrund können neben den sich einstellenden DÜSSchatten und damit verbundenen unzureichenden Kubaturen der Elemente durch Verstopfung des Rückflusses und daraus resultierenden Druckzunahmen und Hebungen des Baugrundes auch erheblichen Einfluss auf den Ausführungsablauf nehmen (Kluckert 2008).

Verwendung findet das Düsenstrahlverfahren bei der Errichtung von Dichtungssohlen oder Unterfangungen bei anstehender Bebauung. Als Sonderanwendung mit entsprechender Zulassung im Einzelfall ist es zudem möglich Mikropfähle in mittels Düsenstrahlverfahren errichteten, verfestigten Bodenkörpern zu verankern und dadurch kombinierte Rückverankerungselemente zu erstellen (Pohl et al. 2022).

4.4 Verpressanker

Verpressanker werden in Deutschland seit Ende der 1950er-Jahre eingesetzt. Sie bestehen aus einem Verpresskörper, einem Stahlzugglied sowie einem Ankerkopf. Verpressanker leiten Zugkräfte über die Mantelfläche des Verpresskörpers in eine tragfähige Baugrundsicht ein. Ihre Anwendungsgebiete sind u. a. die Auftriebssicherung, die Rückverankerung von Baugruben- oder Schleusenammerwänden oder die Abspannung von anderen Tragwerken. In Abbildung 4.4 ist ein temporärer Verpressanker schematisch dargestellt. Der Ankerkopf ist in dieser Darstellung idealisiert. Die Krafteinleitungslänge l_{fixed} ist durch das Setzen eines Packers oder durch Freispülen des Bohrloches mit Wasser oder Bentonitsuspension zu begrenzen. Die freie Ankerlänge l_{free} entspricht dem Abstand zwischen dem Verankerungspunkt am Ankerkopf und dem Beginn der Krafteinleitungslänge l_{fixed} . Die Verankerungslänge l_{tb} ist direkt mit dem Verpresskörper verbunden und überträgt die Zugkraft auf diesen. Die freie Stahllänge l_{tf} bezeichnet den Abstand zwischen dem Verankerungspunkt am Ankerkopf und dem Beginn der Verankerungslänge l_{tb} .

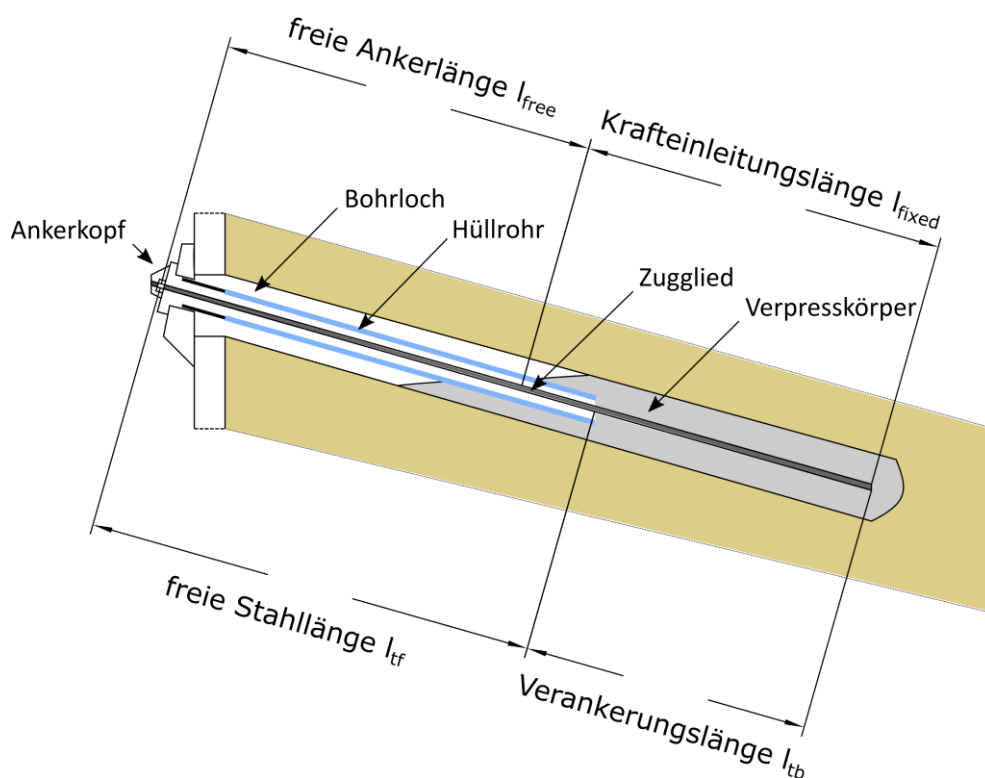


Abbildung 4.4: Schematische Darstellung eines temporären Verpressankers mit zugehöriger Terminologie

Die Ausführung von Verpressankern ist in DIN EN 1537:2014-07 und DIN/TS 18537:2021-05 geregelt. Neben Untersuchungsprüfungen und Eignungsprüfungen, welche die Eignung des Ankersystems unter den gegebenen Baugrundverhältnissen bzw. im jeweiligen Bemessungsfall nachweisen, erfolgt an jedem Bauwerksanker eine Abnahmeprüfung nach DIN EN ISO 22477-5:2019-05. Es gibt verschiedene Bauarten von Verpressankern, welche sich durch die Art der Krafteinleitung, die Art des Zuggliedes oder die geplante Nutzungsdauer unterscheiden. Eine Übersicht über die Bauarten von Verpressankern findet sich in (Wichter und Meiniger 2018, S. 396)

Zur Herstellung von Verpressankern wird mittels eines auf die Baugrund- und Grundwasserverhältnisse abgestimmten Bohrverfahrens ein Bohrloch erstellt. Unterschieden werden unverrohrte und verrohrte Bohrungen. Das Ankerzugglied wird in das Bohrloch eingestellt und es erfolgt das (primäre) Verpressen mit Zementsuspension über die vorgesehene Krafteinleitungslänge ggf. während des Ziehens der Verrohrung. Das Verpressen wird vom abgeteufte Bohrloch her beginnend über Bohrrohre oder Verpressschläuche, welche beim Verpressvorgang etappenweise oder stetig gezogen werden, realisiert. Der Verpressdruck wird dabei über die Frischsuspensionssäule aufgebracht. Es ist zudem möglich eine Nachverpressung vorzunehmen. Hierzu sind entsprechende Verpressschläuche mit Manschetten zentrisch oder exzentrisch am eingestellten Tragglied zu fixieren (Möller 2012, S. 266). Die Verpressdrücke für die Primärverpressung betragen bis zu 5 bar, während sich die Drücke für das Nachverpressen auf 30 bis 50 bar belaufen, um den erhärteten Verpresskörper aufzusprengen (Schmidt et al. 2014, S. 528). Die Ankertragfähigkeit lässt sich durch das Nachverpressen insbesondere in bindigen Böden steigern. Diese Steigerungen können jedoch durch Kriechverformungen und Relaxation des Bodens wieder abgebaut werden. (Hettler und Meiniger 1990) Die Größenordnung des Tragfähigkeitszuwachs infolge der Nachverpressung liegt bei 20 bis 35 %. (Wichter und Meiniger 2022, S. 52). Die Form des Verpresskörpers

ist nach der Primärverpressung üblicherweise zylindrisch mit Durchmessern zwischen 80 und 170 mm (Wichter und Meiniger 2022, S. 48). Durch Nachverpressungen wird diese zylindrische Form aufgesprengt. Ebenso kann das Bohrverfahren die Oberflächenbeschaffenheit des Verpresskörpers durch die Profilierung des Bohrloches beeinflussen. In bindigen Böden wirkt sich das Bohrverfahren auf die Tragfähigkeit von Verpressankern aus, sodass ohne Verrohrung oder mit Spülung außerhalb der Verrohrung hergestellte Anker infolge der Aufweichung des anstehenden Bodens geringere Lasten aufnehmen (Ostermayer und Werner 1972). Das Ankerzugglied ist zwischen Verankerungspunkt an der Ankerkopfplatte und dem Verpresskörper frei beweglich (freie Ankerlänge l_{free}). Das Stahlzugglied wird in diesem Bereich üblicherweise durch ein Kunststoffhüllrohr oder bei Kurzzeitankern auch durch Kunststoffbeschichtung oder einen Schrumpfschlauch vor dem umgebenden Baugrund geschützt (Wichter und Meiniger 2022, S. 37).

Die Tragfähigkeit von Verpressankern wird zum einen durch die Zugfestigkeit des Stahlzuggliedes und dem Verbund zwischen diesem und dem Verpresskörper sowie der äußeren Tragfähigkeit infolge der zwischen Verpresskörpermantelfläche und Baugrund übertragbaren Schubspannung bestimmt. Die Zugfestigkeit des Stahlzuggliedes wird nach DIN 1054:2021-04 für eingesetzte Beton- und Spannstähle ermittelt. Durch die Vorspannung des Verpressankers werden Zugkräfte über das Stahltragglied auf den Zementstein des Verpresskörpers übertragen. Das Verbundverhalten zwischen Stahltragglied und Verpresskörper wird durch Adhäsion, Reibung und mechanischer Verzahnung bestimmt. Der Haftverbund wird jedoch durch Relativverschiebungen aufgelöst (Weber 1966), sodass die verbliebenen Verbundarten wirksam werden. Folglich unterscheidet sich das Verbundverhalten von gerippten Spannstählen und Litzen aufgrund ihrer Oberflächenkubatur. Bei Gewindestählen bilden sich in der Folge der Aufbringung einer Zugkraft Querrisse im Verpresskörper (Ostermayer und Werner 1972). Bei Stahlzuggliedern aus Litzen oder Litzenbündeln bilden sich hingegen überwiegend Längsrisse, welche radial ausstrahlen (Jirovec 1979, S. 143; Wang et al. 2022). Die bodenmechanische Tragfähigkeit wird durch die Kraftübertragung zwischen Verpresskörper und Baugrund bestimmt. Beim Verpressen werden Radialspannungen auf die Kontaktzone zwischen Boden und Zementsuspension aufgebracht, welche insbesondere in nichtbindigen Böden durch den infolge der Filtration von Anmachwasser entstehenden Filterkuchen teilweise auch nach Ende des Verpressvorganges aufrechterhalten werden (Domes und Benz 2015). Beim Vorspannen des Ankers in mitteldicht bis dicht gelagerten, nichtbindigen Böden werden durch das Dilatanzverhalten der Bodenpartikel infolge der Relativverschiebung zusätzliche Radialspannungen erzeugt (Wernick 1978, S. 9–10; S. 136). Die Verteilung der Schubspannung über die Länge des Verpresskörpers ist abhängig von der Bodenart und von dessen Lagerungsdichte. Mit zunehmender aufgebrachter Zugkraft verschiebt sich die maximale Mantelreibung bei Verbundankern vom Beginn der Krafteinleitungslänge hin zum erdseitigen Ende (Scheele 1982, S. 60–61). Im Festgestein tritt die maximale Mantelreibung des Verpresskörpers ebenfalls zunächst am Beginn der Krafteinleitungslänge auf. Mit zunehmender Ankerzugkraft verschiebt sich das Maximum der Mantelreibung zum bergseitigen Ende hin, allerdings in einem begrenzten Bereich des Verpresskörpers. (Jirovec 1979, S. 93; S. 103) Dies ist auf die Verspannung des Verpresskörpers im umgebenden Festgestein infolge der Relativverschiebung zurückzuführen. Um die bodenmechanische Tragfähigkeit abzuschätzen, existieren empirische Ansätze. So gibt Ostermayer (2001, S. 186–188) Grenzlaster bzw. aufnehmbare Mantelreibungen für bindige und nichtbindige Böden unterschiedlicher Lagerungsdichten in Abhängigkeit von der Krafteinleitungslänge an. Die Tragfähigkeit von Verpressankern im Festgestein hängt u. a. von der Festigkeit und Beschaffenheit des Festgesteins ab. Die aufnehmbaren Mantelreibungen können anhand der Felsart und ihrem Zustand sowie der Krafteinleitungslänge nach Ostermayer (2001, S. 190–191) abgeschätzt werden. Wichter und Meiniger (2022, S. 48) empfehlen für die Abschätzung der Gebrauchslast, die Werte nach Ostermayer um den Faktor 0,5 abzumindern, da diese auf Grundsatzversuchen mit kontrollierten Randbedingungen basieren und im Feld eine größere Streuung der Randbedingungen vorliegen.

Nach DIN EN 1537:2014-07 müssen alle eingesetzten Baustoffe untereinander verträglich sein und sich während der geplanten Nutzungsdauer nicht derart verändern, dass die Gebrauchstauglichkeit des Verpressankers verloren geht. Eingesetzt werden Zementsuspensionen, in den geltenden Regelwerken als Zementmörtel bezeichnet, deren w/z-Werte zwischen 0,35 und 0,70 liegen. In Fels und bindigen Böden ist ein niedriger w/z-Wert zu wählen, da hier kein Abfiltrern infolge des Verpressvorgangs zu erwarten ist. (DIN/TS 18537:2021-05) Üblicherweise werden Portlandzemente für die Ausführung von Verpressankern eingesetzt. Insbesondere im Kontakt mit Spannstahl sind nach DIN/TS 18537:2021-05 CEM I oder für den Kontakt mit Spannstahl zugelassene Zemente zu verwenden. Innerhalb der Korrosionsschutzumhüllenden dürfen auch Einpressmörtel für Spannglieder nach DIN EN 447:1996-07 eingesetzt werden. Um Verpressgutverluste zu reduzieren, kann nach DIN EN 1537:2014-07 Sand als inerter Füllstoff oder geeignete Zusatzmittel eingesetzt werden. Die Verpressanker können in Abhängigkeit von der Festigkeitsentwicklung des eingesetzten Zementes bereits nach 3 bis 4 Tagen belastet werden (Möller 2012, S. 266). Üblicherweise erfolgt das Vorspannen und Prüfen jedoch nach 7 Tagen. Am Markt erhältlich sind auch spezielle Ankerzemente, welche durch Zusätze eine gute Verarbeitbarkeit bei niedrigen w/z-Werten gewährleisten oder beim Erhärten gezielt expandieren und so die Radialverspannung des Verpresskörpers auch ohne Nachverpressung erhöhen können.

Hinsichtlich des Korrosionsschutzes von Verpressankern wird nach DIN EN 1537:2014-07 in Verbindung mit DIN/TS 18537:2021-05 zwischen einer temporären (≤ 2 Jahre) und dauerhaften (> 2 Jahre) Nutzung unterschieden und entsprechende Korrosionsschutzsysteme vorgestellt. Die daraus resultierenden Anforderungen beziehen sich jedoch nicht auf den Verpresskörper, sondern auf das Stahlzugglied und den Ankerkopf. Für Kurzzeitanker ist eine Mindestüberdeckung des Stahlzuggliedes durch Zementstein von 10 mm im Felsgestein ohne Wasserandrang und 20 mm im Lockergestein erforderlich und die freie Stahlänge ist durch eine Umhüllung zu schützen. Bei Dauerankern ist für die gesamte Kontruktion eine bauaufsichtliche Zulassung bzw. Bauartgenehmigung erforderlich. Das Zugglied wird über die freie Stahl- und Verankerungslänge durch einen kombinierten Korrosionsschutz bestehend aus Zementsteinumhüllung (min. 5 mm) und Kunststoffwellrohr geschützt. Dieses wird in der Regel werkseitig hergestellt. Außerhalb der Korrosionsschutzumhüllenden ist die Zementsuspension an die vorherrschenden Baugrundbedingungen anzupassen. Eine Einschränkung hinsichtlich der Zementart gibt es nicht. Daueranker müssen ihre Funktionsfähigkeit über die vorgesehene Nutzungsdauer des rückverankernden Bau- bzw. Tragwerkes aufrechterhalten.

4.5 Mikropfähle

Seit Anfang der 1970er-Jahre werden in Deutschland Pfähle mit kleinen Durchmessern, im damaligen Sprachgebrauch als Wurzelfahl bezeichnet, anfänglich bevorzugt für Nachgründungen eingesetzt (Wichter und Meiniger 2022, S. 181). Bei Mikropfählen handelt es sich um gebohrte Pfähle mit Durchmessern < 300 mm oder um Verdrängungspfähle mit Durchmessern ≤ 150 mm (DIN EN 14199:2012-01). Sie können sowohl auf Druck als auch auf Zug belastet werden. Der Lastabtrag von Mikropfählen erfolgt überwiegend durch Mantelreibung. Bei einer Pfahlfußaufweitung ist der Lastabtrag auch über den Spitzendruck möglich. Der innige Verbund zwischen Baugrund und Baustoff an der Mantelfläche bzw. am Pfahlfuß kann durch das Verpressen von Verpressmörtel erhöht werden, was zu höheren Pfahlwiderständen führt. (Möller 2012, S. 154–155) Die Ausführung von Mikropfählen ist in Deutschland derzeit nach DIN EN 14199:2012-01 in Verbindung mit DIN SPEC 18539:2012-02 geregelt. Die Prüfung von Mikropfählen, auch als Rückverankerungselement eingesetzt, erfolgt nach DIN EN 1997-1:2009-09 zusammen mit den Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ (EA-Pfähle) (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik 2013).

Unter dem Begriff Mikropfahl werden kleinformatische Ortbetonpfähle, Verbund- bzw. Zugpfähle mit einem Stahltragglied und Fertigpfähle zusammengefasst (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik 2013, S. 12). Entsprechend muss hinsichtlich ihrer Anwendung in Tragwerken als Einzelpfahl, Pfahlgruppe oder Pfahlwand mit kleinformatischen Ortbetonpfählen oder als Rückverankerungen bzw. Auftriebssicherung mit Verbundpfählen unterschieden werden. In der Praxis werden Verbundpfähle auch als Verpresspfähle bezeichnet oder unter ihrem Überbegriff Mikropfähle geführt. Für den Einsatz als Verankerungselement muss aufgrund der unterschiedlichen Tragwirkung zwischen Zugpfählen und Verpressankern unterschieden werden. Für ihre Herstellung von Verbundpfählen wird eine vergleichbare, kompakte Gerätetechnik wie für die Errichtung von Verpressankern benötigt.

Verbundpfähle werden üblicherweise verpresst ausgeführt. Im Gegensatz zu Verpressankern werden sie jedoch nicht vorgespannt, sodass die Zugkraft erst mit einsetzender Verformung aktiviert wird. Das durchgehende Tragglied – üblicherweise aus Stabstahl – wird über die komplette Länge mit Zementsuspension bzw. Verpressmörtel verfüllt und umschlossen. Die Krafteinleitungslänge entspricht somit der Länge des Mikropfahls. Da die Kraft über den Verbund zwischen Tragglied und umhüllendem zementgebundenen Baustoff auf den Baugrund übertragen wird, werden diese geotechnischen Elemente auch als Verbundpfahl bezeichnet (DIN SPEC 18539:2012-02).

Bei der Errichtung von Mikropfählen werden Verpressmörtel für Verbundpfähle und Feinkornbetone bzw. Betone für kleinformatische Ortbetonpfähle verwendet. Der Begriff Verpressmörtel bezeichnet dabei nach DIN SPEC 18539:2012-02 Zementsuspensionen, denen Zusatzstoffe oder Sand mit einer maximalen Korngröße von 2 mm in höchstens der gleichen Menge wie dem Zement zugesetzt werden können. Der maximale w/z-Wert dieser Verpressmörtel ist auf 0,55 begrenzt. Der Mindestzementgehalt für Feinkornbetone, die unterhalb des Grundwasserspiegels eingebaut werden, beträgt 500 kg/m^3 und das Größtkorn ist auf 8 mm zu begrenzen sowie d_{85} auf $\leq 4 \text{ mm}$. Der maximale w/z-Wert für Feinkornbetone liegt bei 0,6. Für Beton muss das Größtkorn kleiner 16 mm oder aber an die baupraktische Randbedingungen wie den Längsbewehrungsabstand bzw. den Innenendurchmesser des Betonierrohres angepasst sein. (DIN EN 14199:2012-01; DIN SPEC 18539:2012-02) Die nach geltendem Regelwerk zulässigen Normzemente sind in A2.3 aufgeführt. Es kann Portlandzement, Portlandkompositzement und Hochofenzement verwendet werden. Werden für Zugpfähle Spannstähle eingesetzt, so ist nach DIN SPEC 18539:2012-02 in Kontakt mit dem Spannstahl Portlandzement zu verwenden.

Für das gesamte Pfahlsystem eines Zugpfahles ist nach DIN SPEC 18539:2012-02 eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung des DIBt erforderlich. Hinsichtlich des Korrosionsschutzes der Stahlteile unterscheidet die DIN EN 14199:2012-01 in Verbindung mit DIN SPEC 18539:2012-02 den Einsatz von Mikropfählen mit einer geplanten Nutzungsdauer von weniger als 2 Jahren (Kurzzeiteinsatz) und eine geplante Nutzungsdauer von mehr als 2 Jahren (Dauereinsatz). Für den Kurzzeiteinsatz ist ein einfacher Korrosionsschutz bestehend aus einer ausreichenden Zementstein- bzw. Betondeckung in Abhängigkeit von der zu erwartenden Expositionsklasse erforderlich. Der Korrosionsschutz der Stahlbauteile ist nach DIN SPEC 18539:2012-02 in den jeweiligen Zulassungen geregelt. Für den dauerhaften Einsatz wird üblicherweise ein kombiniertes Korrosionsschutzsystem vorgesehen, welches aus einem Kunststoffriprohr besteht, in welchem das Tragglied bereits werkseitig mit Zementmörtel bzw. Zementsuspension verpresst wurde. Außerhalb dieses Kunststoffriprohres wird das Bohrloch mit Verpressmörtel verfüllt und verpresst. Das Verfüllen des Bohrloches mit einem frischen zementgebundenen Baustoff kann je nach Verfahren bzw. System durch eine temporäre Verrohrung, durch eine Öffnung im Tragglied oder durch das Bohrgestänge erfolgen. Der Verpressdruck sollte nach DIN SPEC 18539:2012-02 mindestens 5 bar betragen.

Bei der Errichtung geotechnischer Elemente können Verbundpfähle mit Düsenstrahlelementen kombiniert werden. Hier können zum einen Mikropfähle in mittels Düsenstrahlverfahren errichteten Dichtsohlen verankert werden. (Kayser et al. 2007). Zum anderen können Zugpfähle als Rückverankerungselement eingesetzt werden, deren Pfahlfuß mittels Düsenstrahlverfahren aufgeweitet wird (Köster und Dietz 2006).

4.6 Auswirkungen des chemischen Angriffs auf geotechnische Elemente

Die in Kapitel 3.2 vorgestellten Angriffsszenarien im Baugrund können die Dauerhaftigkeit und Tragfähigkeit geotechnischer Elemente beeinflussen und herabsetzen. Durch die derzeitigen Restriktionen des normativen Regelwerks zum Einsatz bestimmter Verfahren in der Expositionsklasse XA sind Schäden oder Versagen geotechnischer Elemente, die auf eine Betonschädigung zurückzuführen sind, selten. Vielmehr sind bei den bisher ausgeführten Verfahren im Rahmen der normativen Regelungen zur Ausführung in Deutschland in den Expositionsklassen XA keine Schäden infolge der Abnahme der Mantelreibung bekannt (Siebert 2015b).

Die Charakteristik des Angriffs – treibend oder lösend – hat einen entscheidenden Einfluss auf die äußere Tragfähigkeit des entsprechenden Elements.

Für treibende Angriffsszenarien sind insbesondere sulfathaltige Böden und Grundwässer von Relevanz. Beim Einsatz des Düsenstrahlverfahrens in einem Baugrund aus Sand- und Kalkstein sowie Tonboden mit Gipsbändern (maximaler Sulfatgehalt 2,5 M.-%) wurden starke Dehnungen infolge der Bildung von Ettringit und Thaumasit beobachtet (Alonso und Ramon 2013). Die Bildung von Thaumasit ist mit einem Verlust des mechanisch wirksamen Querschnitts und damit einer Verringerung der Betondeckung verbunden sowie mit der Reduzierung der Mantelreibung assoziiert (Brueckner 2008, S. 11). Allerdings zeigten Untersuchungen von Brueckner et al. (2012), dass die Bildung von Thaumasit den Reibungswinkel und die Scherfestigkeit in der Kontaktzone zwischen Beton und bindigem Boden erhöht. Die Erhöhung der Mantelreibung betrug bis zu 10 % und wurde auf die Volumenvergrößerung der sich bildenden Schadminerale zurückgeführt. Die Dicke der durch Thaumasit entfestigten Zone nimmt mit zunehmendem Überlagerungsdruck in der Kontaktzone ab. (Brueckner et al. 2012) Über die Auswirkung von treibendem Angriff auf die Tragfähigkeit von Verpressankern liegen keine fundierten Informationen vor. Aus dem Erdbau sind die negativen Auswirkungen beim Einsatz von Bindemitteln zur Baugrundverbesserung bekannt (Knopp und Moormann 2016). Hier wurden in der Vergangenheit teils erhebliche Quellmaße und Hebungen durch eine Ettringit- und Thaumasitbildung beobachtet (Keller et al. 2002).

Lösende Angriffsszenarien sind für Tragwerke des Spezialtiefbaus in Abhängigkeit von ihrer Sensitivität zu bewerten. Die Intensität des Angriffs wird maßgeblich durch die Durchlässigkeit des Baugrundes und den damit verbundenen Frachttransport der angreifenden Spezies sowie der gelösten Bestandteile definiert. Für die Fragestellung zum Widerstand von Bohrpfahlbeton gegenüber dem Angriff kalklösender Kohlensäure wurden in der Vergangenheit verschiedene Untersuchungen durchgeführt. Die für diesen Angriff typische amorphe Siliciumdioxidschicht wird durch den anliegenden Baugrund stabilisiert und kann den Angriff entsprechend abmildern. Für eine Einwirkung von 110 mg/L kalkaggressiver Kohlensäure (XA3) ermittelte Grube und Rechenberg (1987b) basierend auf ihrem Diffusionsmodell bei stehenden Grundwasserhältnissen eine mechanisch entfestigte Schicht von etwa 1 mm und bei fließenden von 10 bis 15 mm in einem Zeitraum von 100 Jahren. Untersuchungen von Friede et al. (1979) zur Bewertung des

Baustoffwiderstandes für in kalkaggressiver Kohlensäure exponierte Bohrpfähle kamen zum Ergebnis, dass der Schädigungsfortschritt sich durch die auf der Betonoberfläche verbleibende amorphe Siliciumdioxidschicht verlangsamt und sich im Untersuchungszeitraum von 5 Jahren in situ nur etwa 0,1 mm dicke, mechanisch entfestigte Bereiche einstellen. Ein zusätzlicher Schutz der Bohrpfähle war nach Einschätzung der Autoren für das betrachtete Szenario nicht erforderlich.

Die mechanische Entfestigung im Randbereich derart exponierter Betone muss im Kontext des herrschenden Spannungszustandes betrachtet werden. Zum einen verbleibt Gesteinskörnung im entfestigten Randbereich, welche durch die gute Verzahnung des formschlüssig hergestellten Bohrpfahles Spannungen weiterleiten kann (Moormann 2015). Zum anderen findet die Schädigung des Baustoffes unter gleichzeitiger Belastung statt, sodass parallel zur chemischen und mechanischen Veränderung des Baustoffes eine Umlagerung der Kräfte von der Bindemittelmatrix hin zur Gesteinskörnung des Betons stattfinden muss. Die niedrige Festigkeit der amorphen Siliciumdioxidschicht ist auf die hohe Porosität dieses Bereiches zurückzuführen. Amorphem, porenfreiem Siliciumdioxid wird beispielsweise bei Simulationsprozessen eine hohe Druckfestigkeit von 1 150 N/mm² zugeschrieben (Schmidt-Döhl 1996, S. 79). Die Rauigkeit der Pfahlmantelfläche führt indes auch zu einer größeren Scherfuge, da die Kontaktfläche zwischen Boden und Pfahl erhöht wird. Unter schwachem bzw. mäßigem chemischem Angriff wird die Abnahme der Mantelreibung bei Bohrpfahlbetonen nicht maßgebend, da die Scherfestigkeit des anstehenden Bodens die begrenzende Einflussgröße darstellt (Moormann 2015).

Für Düsenstrahlelemente ist die Bewertung eines lösenden Angriffs von der jeweiligen Funktion abhängig. Werden Düsenstrahlsohlen als abdichtende Elemente eingesetzt, ist ihre Dauerhaftigkeit durch die Dicke der Sohle bei korrekter Ausführung als sichergestellt anzunehmen. Für verfestigte Bodenkörper, die als Unterfangung eingesetzt werden, kann aufgrund der Differenz zwischen planerisch angesetzter Festigkeit und der Festigkeit in situ davon ausgegangen werden, dass auch hier keine negative Beeinflussung zu erwarten sind. Des Weiteren sind verfahrensbedingt Mehrstärken des Bauteilquerschnitts zu erwarten. Für Rückverankerungselemente sind je nach Angriffsszenario und Schwere des Angriffs entsprechend Überlegungen anzustellen, die ggf. eine Beeinträchtigung der Mantelreibung berücksichtigen. Je nach Kubatur des Düsenstrahlelementes und des anstehenden Baugrundes stellt sich eine unregelmäßige Oberfläche des Bauteils im Baugrund ein. Diese gewährleistet eine Verzahnung des Elementes mit dem Baugrund und ermöglicht eine Kraftübertragung über Druckkräfte (Pohl et al. 2020). Diese Kräfte werden über die Oberseiten der verzahnten Düsenstrahlkubatur, welche sich orthogonal zur Krafrichtung befinden, abgeleitet. Aus umfangreichen Untersuchungen an Probedüsenstrahlsäulen im Rahmen der Baumaßnahme zur Errichtung der 5. Schleusenkammer in Brunsbüttel konnten neben der ungleichmäßigen Kubatur auch im Übergangsbereich zwischen Düsenstrahlelement und Baugrund teilweise anhaftende Sandschichten, sowie Bereiche mit anhaftendem, vermörteltem Sand und Kies festgestellt werden. Die Verfestigungen sind auf Anteile an festigkeitsbildenden C-S-H-Phasen sowie die Verkittung durch Calciumcarbonate zurückzuführen. Entsprechend können sich hier je nach Angriffsgrad und Frachttransportbedingungen dämpfende bzw. schützende Effekte auf Düsenstrahlkörper ergeben.

Eine weitere Sonderlösung ist die Pfahlfußaufweitung von Mikropfählen mit Düsenstrahlelementen, welche im Rahmen der Baumaßnahme Küstenkanal, Stadtstrecke Oldenburg gewählt wurde (Köster und Dietz 2006). Der Lastabtrag dieser Konstruktion, welche in Grundwasser mit kalklösender Kohlensäure errichtet wurde, erfolgt über eine nach oben gerichtete Flächenpressung an der Stirnfläche des Düsenstrahlelementes. Eine Entfestigung der Randzone des Düsenstrahlelementes wurde nicht berücksichtigt. (Köster und Dietz 2006) Allerdings hat das Tragsystem entsprechende Reserven über die Verzahnung der Mantelfläche des Düsenstrahlkörpers.

Der Einfluss eines lösenden Angriffs auf geotechnische Elemente mit geringen Abmessungen wie Mikropfähle und Verpressanker ist indes deutlich kritischer zu bewerten. Durch ihr Tragverhalten – Radialspannungen durch den Verpressvorgang bei der Herstellung und Dilatanz beim Vorspannen – führt eine Abnahme der mechanischen Festigkeit des Verpresskörpers zu einer reduzierten Mantelreibung. In der Vergangenheit wurden Laboruntersuchungen an Modellankern aus Zementstein in unterschiedlichen nichtbindigen Böden durchgeführt, um den Einfluss des Angriffs kalklösender Kohlensäure auf die Tragfähigkeit des Elements zu erfassen (Hof 2004; Manns und Lange 1993; Triantafyllidis und Schreiner 2008). Die Veränderungen der maximalen Ankertragfähigkeit für unterschiedliche Böden und Konzentrationen an kalkaggressiver Kohlensäure sind in Abbildung 4.5 dargestellt.

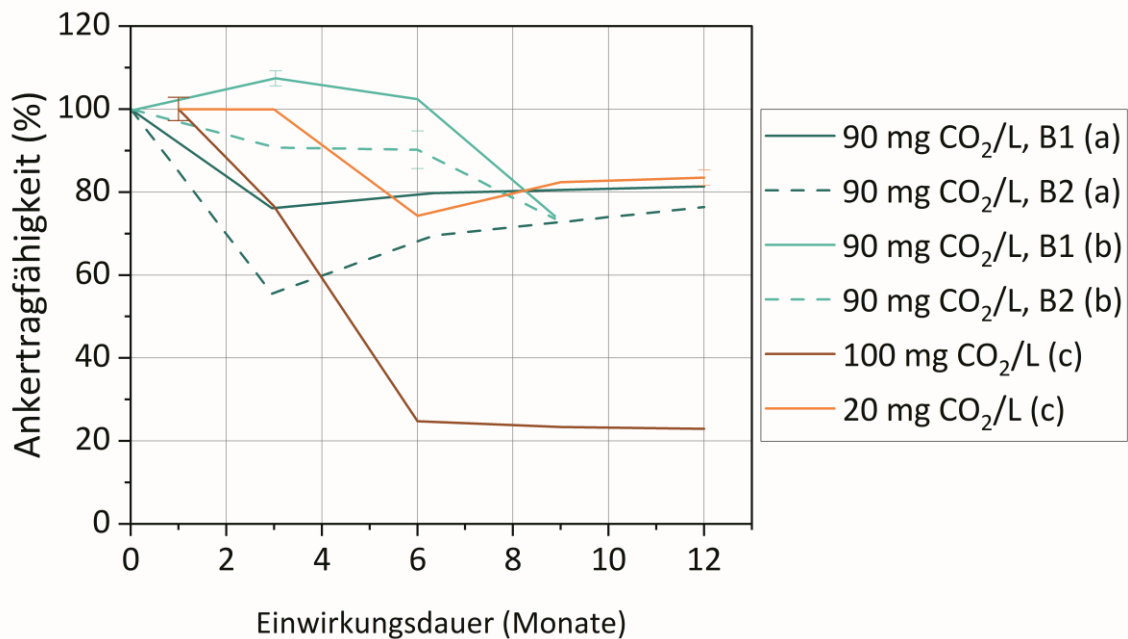


Abbildung 4.5: Ankertragfähigkeit bei Einwirkung kalkaggressiver Kohlensäure in Abhängigkeit von der Konzentration, Einwirkungsdauer und Boden; Informationen zu den verwendeten Böden (B1: Boden 1; B2: Boden 2) sind in Tabelle A 1.2 aufgelistet; nach ((a) Hof 2004, S. 88, 93; (c) Manns und Lange 1993, S. 92; (b) Triantafyllidis und Schreiner 2008, S. 26–27)

Es zeigt sich, dass bei den durchgeführten Untersuchungen die Ankertragfähigkeit infolge des Angriffs kalklösender Kohlensäure bereits innerhalb weniger Monate negativ verändert wird. Die Größenordnung des Tragkraftverlustes beläuft sich auf 16 bis 77 % bezogen auf die Ankertragfähigkeit ohne chemischen Angriff. Diese großen Unterschiede können durch unterschiedliche Versuchsrandbedingungen erklärt werden. Bei allen Versuchsreihen wurden Portlandzemente der Festigkeitsklasse 42,5 verwendet. Jedoch variierte die Herstellprozedur. Während Manns und Lange (1993, S. 6–7) die Zementsuspension mit einem w/z-Wert von 0,44 für 5 Minuten bei 1,5 bar im lagenweise eingebaut und verdichtetem Boden verpresste, wurden bei Hof (2004, S. 27) Zementsuspensionen mit einem w/z-Wert von 0,45 gegen ein wassergesättigtes Sandbett gegossen, nach 12 h ausgeschalt und anschließend bis zum Einbau im Versuchsbehälter in einem feuchten Tuch eingewickelt luftdicht verschweißt gelagert. Die Herstellung der Ankerkörper bei den Untersuchungen von Triantafyllidis und Schreiner (2008, S. 13) erfolgte in ähnlicher Weise. Aus Baustoffsicht sind die Randbedingungen zu Beginn des Angriffs sehr unterschiedlich. Durch den Verpressvorgang wurde zum einen der w/z-Wert infolge der Filtration (siehe 2.2.2.1) stark reduziert

und durch die 28-tägige Wasserlagerung vor dem Angriff (Manns und Lange 1993, S. 7) ist von einem gesättigten Porenraum des Zementsteines sowie einem dichten Porengefüge infolge des Hydratationsfortschrittes auszugehen. Bei den Untersuchungen von Hof sowie Triantafyllidis und Schreiner ist das Probenalter unbekannt. Des Weiteren sind die Proben beim Einbau des Versuchsbodens für eine unbestimmte Zeit an der Luft gelagert gewesen, ehe der Versuchsboden mit Prozesswasser gesättigt wurde, sodass der Porenraum des Zementsteins bei diesen Versuchen als nicht gesättigt und entsprechend kapillaraktiv angenommen werden kann. Die Nachbehandlung im Wasserbad führt im Allgemeinen zu einer Verfeinerung des Porensystems, während eine versiegelte Lagerung durch die Selbstaustrocknung zur Ausbildung einer größeren Porenstruktur mit mehr größeren Poren führt (Berodier et al. 2016, S. 439). Des Weiteren unterschieden sich das verwendete Prozesswasser, welches mit CO_2 aufbereitet wurde (Stuttgarter Leitungswasser bzw. destilliertes Wasser), die Spannungszustände des Bodens, sowie die Abmessungen des Ankerkörpers.

Auf Grundlage der dargestellten Ergebnisse fällt eine Bewertung der Auswirkungen des Angriffs kalklösender Kohlensäure auf die Tragkraft von verpressten geotechnischen Systemen schwer. In der Praxis führt dies bei Baumaßnahmen an Bundeswasserstraßen zu Problemen bei der Planung und Bauausführung, da der Einsatz von Verpressankern nur eingeschränkt möglich ist. So wurden beim Neubau der Schleuse Gleesen die Rückverankerungen der Uferspundwände aufwendig mit geramten Stahlpfählen realisiert (Heidenreich und Herten 2020). Bei Ankerprüfungen an in situ eingebauten Verpressankern in einer Umgebung mit kalklösender Kohlensäure (XA1 und XA2) an Schleusenbauwerken des Dortmund-Ems-Kanals wurden in einem Zeitraum von bis zu 7 Jahren indes keine Veränderungen der Tragfähigkeit beobachtet (Heidenreich et al. 2019).

5 Regeln und Grenzwerte zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit unter chemischem Angriff

5.1 Vorbemerkung

Die Grundlagen der Tragwerksplanung nach Eurocode 0 sehen für die Errichtung von Bauwerken allgemein eine ausreichende Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit vor (DIN EN 1990:2010-12). Für Tragwerke aus Spann- und Stahlbeton wird den Anforderungen an die Dauerhaftigkeit nach DIN EN 1992-1-1:2011-01 entsprochen, wenn bei entsprechendem Instandsetzungsaufwand keine Einbußen bei den Nutzungseigenschaften während der geplanten Nutzungsdauer auftreten. Chemische und physikalische Einflüsse und aus ihnen resultierende Konsequenzen für die Nutzung und Nutzungsdauer sind durch notwendige Schutzmaßnahmen zu berücksichtigen (DIN EN 1992-1-1:2011-01). Möglichkeiten zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit werden durch die ISO 16204:2012-09 aufgezeigt. Die darin verankerte vorgesehene Nutzungsdauer eines Bauteils oder Tragwerkes wird über eine definierte Zeitspanne, die Festlegung eines Grenzzustandes oder ein nicht zu unterschreitendes, auf den Grenzzustand bezogenes Zuverlässigkeitsniveau festgelegt. Das Nichteintreten des Grenzzustandes kann allgemein durch vollprobabilistische und semiprobabilistische Nachweisverfahren sowie durch deskriptive Regelungen oder die generelle Vermeidung von Schädigungen sichergestellt werden. (ISO 16204:2012-09) Vollprobabilistische Dauerhaftigkeitsbemessungskonzepte betrachten die Eintrittswahrscheinlichkeit eines Grenzzustandes im vorgesehenen Nutzungszeitraum des Bauteils anhand des korrespondierenden Zuverlässigkeitsindex β . In DIN EN 1990:2010-12 sind für definierte Grenzzustände und Nutzungsdauern von Bauteilen Zielzuverlässigkeiten gegeben. Für den chemischen Angriff auf Betonbauwerke bzw. Betonbauteile existieren derzeit keine Modelle im Allgemeinen, welche Eingang in eine Lebensdauerbemessung finden. Für spezielle Angriffsszenarien können hingegen Konzepte für bauteilbezogene Betrachtungen herangezogen werden. Gerlach hat beispielsweise für den Angriff durch Säuren ein leistungsorientiertes Bewertungsverfahren entwickelt, welches eine Zielzuverlässigkeit β von 1,5 für einen Nutzungszeitraum von 50 Jahren festlegt (Gerlach 2017, S. 82).

Aktuell wird die Dauerhaftigkeit von Stahl- und Spannbetontragwerken, die einem chemischen Angriff ausgesetzt sind, durch deskriptive Vorgaben gewährleistet. Im Entwurf des Eurocode 2, E DIN EN 1992-1-1:2021-10, wird ein neues Dauerhaftigkeitskonzept eingeführt, welches auf Expositionswiderstandsklassen basiert. Durch Prüfungen der Baustoffeigenschaften können Betone auch außerhalb der aktuell geltenden deskriptiven Grenzwerte und Anforderungen hinsichtlich ihrer Leistungsfähigkeit bewertet und einer Widerstandsklasse zugeordnet werden. Für den chemischen Angriff wird dieses Dauerhaftigkeitskonzept jedoch nicht eingeführt, da derzeit kein leistungs- bzw. performance-basierter Bemessungsansatz existiert. Entsprechend werden die bisherigen deskriptiven Konzepte im informativen Anhang erhalten bleiben. Betone deren Widerstandsfähigkeit gegen mögliche Schädigungen infolge eines chemischen Angriffs während der geplanten Nutzungsdauer dokumentiert ist, werden als ausreichend dauerhaft angesehen. (E DIN EN 1992-1-1:2021-10)

Die neue Normengeneration der DIN 1045 wird als in sich geschlossene Reihe Planung, Baustoff und Ausführung in sogenannten Betonbauqualitätsklassen (BBQ) erfassen. Dieses System der BBQ's wird in DIN 1045-1000:2023-08 festgelegt. Erschienen aber bauaufsichtlich noch nicht eingeführt sind entsprechende Normenteile DIN 1045-1:2023-08, DIN 1045-2:2023-08, DIN 1045-3:2023-08 und DIN 1045-4:2023-08 (inklusive Teil 40 und 41 mit ergänzenden Regeln und Anforderungen für Betonfertigteile).

5.2 National

Aus Mindestanforderungen an die Konstruktion (DIN EN 1992-1-1:2011-01), die Ausführung (DIN EN 13670:2011-03 in Verbindung mit DIN 1045-3:2012-03 und DIN 1045-3 Berichtigung 1:2013-07) und den Baustoff Beton (DIN EN 206-1:2001-07 in Verbindung mit DIN 1045-2:2008-08) folgt derzeit die Regelung der Dauerhaftigkeit von Stahl- und Spannbetonbauwerken. Dabei liegt diesen Anforderungen die Annahme einer vorgesehenen Nutzungsdauer von 50 Jahren unter üblichen Instandsetzungsmaßnahmen zugrunde. Für den chemischen Angriff auf Betonbauwerke werden die Einwirkungen der Umgebungsbedingungen in der Expositionsklasse XA in drei Intensitätsstufen nach DIN EN 206-1:2001-07 in Verbindung mit DIN 1045-2:2008-08 eingeteilt (siehe 3.1).

Je nach Bewertung des chemischen Angriffsgrades resultieren Grenzwerte für die Zusammensetzung und Eigenschaften des Betons. Den deskriptiven Vorgaben liegt dabei die Philosophie zugrunde, mit zunehmender Intensität des Angriffes, durch Erhöhung der Gefügedichtigkeit zu begegnen. Die Vorgaben betreffen die nachfolgenden Parameter:

- Maximaler Wasserzementwert
- Mindestbetondruckfestigkeitsklasse
- Mindestzementgehalt, auch bei Anrechnung von Zusatzstoffen
- Zugelassene Zementart

Die entsprechenden normativen Grenzwerte sind in Tabelle 5.1 dargestellt. Die historische Entwicklung der Anforderungen an die Zusammensetzung blieb im Wesentlichen unverändert. Lediglich der w/z-Wert für einen starken Angriff und die erforderliche Konzentration für die Verwendung eines Zementes mit erhöhtem Sulfatwiderstand wurden verringert bzw. erhöht (Bosold 2011). Eine Anpassung der Grenzwerte für längere Zielnutzungsdauern von beispielsweise 100 Jahren für Wasserbauwerke aus Beton und Stahlbeton ist normativ nicht vorgesehen.

Tabelle 5.1: Anforderungen an die Zusammensetzung und Eigenschaften von Beton nach DIN EN 206-1:2001-07 in Verbindung mit DIN 1045-2:2008-08

Expositionsklasse	XA1	XA2	XA3
Maximaler w/z-Wert in (-)	0,60	0,50	0,45
Mindestbetondruckfestigkeitsklasse	C25/30	C35/45 ¹	C35/45 ¹
Mindestzementgehalt in (kg/m ³)	280	320	320
Mindestzementgehalt bei Anrechnung von Zusatzstoffen in (kg/m ³)	270	270	270
Andere Anforderungen	-	Zement mit Sulfatwiderstand ²	Zement mit Sulfatwiderstand
	-	-	³
¹	eine Festigkeitsklasse niedriger bei Verwendung von Luftporenbeton, z. B. bei gleichzeitiger Anforderung aus der Expositionsklasse XF		
²	bei einem Sulfatgehalt $SO_4^{2-} \leq 1\,500$ mg/L darf anstelle eines SR-Zements eine Mischung aus Zement und Flugasche verwendet werden		
³	Schutzmaßnahmen nach DIN 1045-2:2008-08, Abschnitt 5.3.2		

Die maßgebende Größe zur Beeinflussung der Gefügedichtigkeit ist der Wasserzementwert. Neben der Porosität ist deren Porenradienverteilung, die im Wesentlichen über die Zementart bzw. Zusatzstoffe beeinflusst wird, ebenso eine wichtige Steuerungsmöglichkeit.

Gemäß DIN EN 197-1:2011-11 können die im Anhang A2.2 aufgeführten Zemente in einer chemisch angreifenden Umgebung Anwendung finden. Für Einwirkungen durch Sulfate ab XA2 müssen Zemente mit hohem Sulfatwiderstand (SR-Zement) nach DIN EN 197-1:2011-11 verwendet werden. Die sieben Produkte der Normalzementfamilie sind in Tabelle A 2.1 mit ihren Anforderungen an die Zusammensetzung aufgelistet. Sie zeichnen sich durch einen niedrigen C_3A bzw. Al_2O_3 -Gehalt aus. Damit wird in erster Linie einer schädigenden sekundären Ettringitbildung im Zementstein entgegengewirkt. Diese Zemente weisen jedoch keinen höheren Widerstand gegenüber einer Gips- und Thaumasitbildung auf (siehe 3.2.1.3).

DIN 1045-2:2008-08 ergänzt die Anforderungen für die Expositionsklasse XA durch zulässige Zementarten und Ausgangsstoffe. Des Weiteren werden für hohe Fließgeschwindigkeiten von Wasser sowie die Intensitätsstufe XA3 oder stärker Schutzmaßnahmen durch Schutzschichten oder dauerhafte Bekleidungen gefordert. Diese können durch andere Lösungen eines Gutachters ersetzt werden. Im Spezialtiefbau sind Schutzmaßnahmen durch die schlechte Zugänglichkeit der Elemente nicht oder nur eingeschränkt realisierbar. Beispielsweise kann im Baugrund verbleibende Verrohrung, auch tiefengestaffelt für relevante Baugrundsichten, als Schutz vor dem Zutritt betonaggressiver Grundwässer fungieren (Burg 2011). Denkbar ist auch, dass Baugrundbereiche durch Injektionen nach DIN EN 12715:2000-10 abgedichtet werden, sodass der Kontakt zwischen aggressivem Grundwasser und Betonbauteiloberfläche begrenzt oder unterbunden werden kann.

Zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit werden nach DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 für die Expositionsklasse XA keine Anforderungen an die Mindestbetondeckung zum Schutz der Bewehrung gestellt. Das Mindestmaß der Betondeckung wird also gemäß DIN EN 1992-1-1:2011-01 aus den Anforderungen zur Sicherung des Verbundes und gegebenenfalls aus den Anforderungen anderer Expositionsklassen bestimmt. Die durch einen chemischen Angriff hervorgerufene Schädigung an zementgebundenen

Baustoffen und die damit verbundene Reduzierung des mechanisch wirksamen Querschnittes werden bei den statischen Bemessungen nach Eurocode 2 (DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04) nicht bei der Bemessung der Betondruck- und Zugfestigkeit angesetzt. Entsprechend impliziert die aktuelle Normenphilosophie, dass durch die deskriptiven Vorgaben die Dauerhaftigkeit des Baustoffes ohne Beeinträchtigung der mechanischen Festigkeit und ohne wesentlichen Materialverlust sichergestellt ist (DBV-Merkblatt Chemischer Angriff:2014-07, S. 57), auch wenn insbesondere bei einem lösenden Angriff ein Materialverlust zu erwarten ist.

Die Ausführungsnormen für geotechnische Elemente legen ergänzende Anforderungen an die Mindestbetondeckung fest. Für Bohrpfähle wird nach DIN SPEC 18140:2012-02 die Mindestbetondeckung nach DIN EN 1992-1-1:2011-01 gefordert und um eine Mindestbetondeckung hinsichtlich der Ausführung erweitert. Der größere der beiden Werte ist maßgebend. Das Nennmaß der Betondeckung nach DIN SPEC 18140:2012-02 beträgt entsprechend > 50 mm (für Pfähle mit einem Durchmesser \leq 60 cm) und > 60 mm (für Pfähle mit einem Durchmesser > 60 cm). In der Baupraxis finden sich auch deutlich größere Betondeckungen von \geq 100 mm bei Ortbetonpfählen (Burg 2011).

Für Mikropfähle wird nach DIN SPEC 18539:2012-02 eine Mindestüberdeckung des Traggliedes durch zementgebundenen Baustoff für die Expositionsklassen XA1 und XA2 festgelegt. Dieses Mindestmaß hängt ab von der Belastungsart (Druck und/oder Zug) und der Art des zementgebundenen Baustoffes (Verpressmörtel oder Feinkornbeton). Des Weiteren wird bei einer Einwirkung von Sulfat die Verwendung eines Zementes mit erhöhtem Sulfatwiderstand vorgeschrieben. Ein Einsatz von Mikropfählen in einer chemisch angreifenden Umgebung (XA) ist allerdings nur möglich, sofern ein Sachverständigengutachten eine Abnahme des Dauertragverhaltens durch die zeitabhängige Verminderung der Mantelreibung ausschließt.

Für Verpressanker werden in DIN EN 1537:2014-07 in Verbindung mit DIN/TS 18537:2021-05 ebenfalls Anforderungen an die Zementmörtelüberdeckung gestellt. Diese zielen auf einen Schutz des Stahlzuggliedes in aggressiver Umgebung ab. Der eingesetzte zementgebundene Baustoff muss für die Kraftübertragung auf die Baugrundbedingungen hinsichtlich der Festigkeit und dem w/z-Wert abgestimmt sein. Für eine chemisch angreifende Umgebung werden in DIN/TS 18537:2021-05 Vorgaben hinsichtlich des Einsatzes von Kurzzeit- und Dauerankern gemacht. Grundsätzlich muss bei Anwesenheit von Sulfat ein Zement mit hohem Sulfatwiderstand eingesetzt werden. Kurzzeitanker dürfen im Lockergestein in XA1 eingesetzt werden, wenn die eingesetzte Zementsuspension den deskriptiven normativen Vorgaben entspricht. In XA2 dürfen Kurzzeitanker eingesetzt werden, wenn die Einstufung in diese Expositionsklasse auf das Vorhandensein von Sulfat zurückzuführen ist. Ist die Einstufung in XA2 oder höher auf andere betonaggressive Substanzen zurückzuführen, ist ein Einsatz von Kurzzeitankern nur zulässig, wenn durch einen (Beton-) Sachverständigengutachten bestätigt wird, dass das Tragverhalten während der geplanten Nutzungsdauer nicht negativ beeinflusst wird. Daueranker dürfen im Lockergestein in XA nur eingesetzt werden, wenn das Dauertragverhalten für die geplante Nutzungsdauer nicht durch eine Reduktion der Mantelreibung beeinträchtigt wird und dies durch ein (Beton-) Sachverständigengutachten bestätigt wird. In der Expositionsklasse XA1 (infolge Sulfatexposition) dürfen Daueranker bei Verwendung eines SR-Zementes eingesetzt werden. Im Festgestein ist der Einsatz von Kurzzeit- und Dauerankern auch bis XA2 möglich, sofern der Zutritt aggressiven Wassers durch Klüfte im Bereich der Krafteinleitungslänge \leq 3 Lugeon ist oder durch geeignete Maßnahmen wie beispielsweise eine Bohrlochvergütung auf diesen Grenzwert reduziert werden kann. Für stärkere Angriffsgrade im Festgestein ist wiederum eine gutachterliche Bestätigung hinsichtlich des Tragverhaltens erforderlich. (DIN/TS 18537:2021-05)

Für geotechnische Elemente, die mithilfe des Düsenstrahlverfahrens errichtet werden, ist die Auswahl des eingesetzten Zementes nach DIN EN 12716:2019-03 an die Anforderungen aus der Expositionsklasse XA

gekoppelt, sodass bei Sulfatexposition SR-Zemente verwendet werden müssen. Mittels Düsenstrahlverfahren errichtete, verfestigte Bodenkörper werden nach DIN 4093:2015-11 bemessen. Für XA2 und XA3 (durch einen Sachverständigen) ist die Eignung der eingesetzten Materialien und des verwendeten Verfahrens nachzuweisen. In welcher Weise dieser Nachweis zu erbringen ist, wird nicht konkretisiert. Implizit ist dadurch der Einsatz des Düsenstrahlverfahrens in einer Umgebung XA1 möglich. Weitere Einschränkungen oder Vorgaben an die zu verwendende Bindemittelsuspension beim Einsatz des Düsenstrahlverfahrens können ggf. in allgemein bauaufsichtliche Zulassungen des DIBt für die jeweiligen Verfahren der Spezialtiefbauunternehmen geregelt sein.

Das DBV-Merkblatt Chemischer Angriff:2014-07, welches in (Siebert 2015a) vorgestellt wird, gibt grundlegende Empfehlungen zur Ausführung einer sogenannten Opferbetonschicht. Dem Schutzprinzip zugrunde liegt die Erhöhung der statisch erforderlichen Querschnittsabmessung bzw. Betondeckung um ein vordefiniertes Maß, welches die Schädigungs- bzw. Abtragstiefe während der vorgesehenen Nutzungsdauer ausgleicht. Der Anwendungsbereich des Merkblattes umfasst neben dem chemischen Angriff in natürlichen Böden und Grundwässern auch Anwendungsgebiete des Hochbaus. Die Maßnahme Opferbeton ist auf die Expositionsklassen XA1 und XA2 begrenzt. Für die Expositionsklasse XA3 ist eine gesonderte Bewertung des zu erwartenden Schädigungsfortschrittes erforderlich. Die Opferbetondicke Δc_{Opfer} wird auf die Mindestbetondeckung und das Vorhaltemaß angerechnet. Empfohlene Werte für Δc_{Opfer} sind (DBV-Merkblatt Chemischer Angriff:2014-07, S. 58):

- 5 mm in XA1
- 10 mm in XA2

Für XA3 liegen die Mehrstärken von Bauteilen üblicherweise im Bereich von 10–20 mm (DBV-Merkblatt Chemischer Angriff:2014-07, S. 60). In internationalen Regelwerken finden sich vergleichbare Ansätze zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit, z. B. (Building Research Establishment 2005, S. 46) und (JSCE Guidelines for Concrete No. 15-2010, S. 146–147). Allerdings wird die Maßnahme einer Opferbetonschicht in internationalen Regelwerken als ungeeignet bewertet, wenn die Betonrandzone intakt bleiben muss, um einen Verlust des Reibungswiderstandes zu verhindern (Building Research Establishment 2005, S. 46). Dies ist insbesondere bei Mikropfählen und Verpressankern der Fall. Nach Burg (2011) ist das Ansetzen einer Opferschicht für Pfähle beispielsweise nur möglich, wenn diese die Lasten über den Spitzenruck ableiten. Zur Einordnung des Schutzprinzips Opferbeton für Elemente des Spezialtiefbaus gibt es Stellungnahmen der DGGT und des DBV. Entsprechend ist das Schutzprinzip in der Expositionsklasse XA1 und XA2 insbesondere für Ortbetonpfähle nicht explizit anzuwenden, da verfahrensbedingt bei der Herstellung Mehrstärken entstehen, welche als Kompensation für auftretende Schädigungen bewertet werden können. Für einen chemischen Angriff in XA3 sind gesonderte Betrachtungen und Maßnahmen erforderlich. (Moormann 2015; Siebert 2015b). Für sensible geotechnische Elemente wie Verpressanker und Mikropfähle kann das Schutzprinzip Opferbeton nicht angewendet werden.

5.3 International

Im Grundlagenwerk der internationalen und nationalen Normungsausschüsse, dem fib Model Code 2010 (International Federation for Structural Concrete 2013), werden verschiedene chemische Angriffsszenarien aufgeführt. Für den geeigneten Betonentwurf existieren momentan nur deskriptive Ansätze mit Empfehlungen hinsichtlich Porosität, einzusetzender Zementart und Zusatzstoffe. Für den Sulfatangriff sind diese Empfehlungen im Model Code 2010 konkretisiert. Zudem wird auf das generelle Konzept zur

Vermeidung von Schädigungen durch beispielsweise geeignete Schutzsysteme verwiesen. (International Federation for Structural Concrete 2013, S. 313–314) Die direkte Schädigung von Beton infolge Säureeinwirkung sowie durch betonaggressives CO_2 und Ammonium wird durch Berechnung einer Schädigungstiefe berücksichtigt. Zur Anwendung der Berechnungsformel, sind jedoch geeignete Experimente erforderlich, welche nicht näher spezifiziert werden. (International Federation for Structural Concrete 2013, S. 108–109)

Im europäischen Raum bzw. im Raum der CEN-Mitgliedsstaaten variieren die Anforderungen an die Betonzusammensetzung in der Expositionsklasse XA zum Teil stark. Dies ist auf die lokalen Unterschiede bei vorhandenen Einwirkungen und den daraus resultierenden Erfahrungswerten zurückzuführen. Die den Expositionsklassen zugrundeliegenden Grenzwerte der jeweiligen Einwirkungen nach EN 206-1 sind hingegen identisch. Ein Überblick über die unterschiedlichen Anforderungen der Betonzusammensetzung findet sich in Abbildung 5.1 sowie in CEN/TR 15868:2018-12. Es wird deutlich, dass die nationalen Anwendungsregeln aufgrund abweichender Erfahrungswerte im jeweiligen Land teils deutlich von der europäischen Betonnorm EN 206 abweichen. Es ist zu beachten, dass für die Auswertung nicht die schärfsten Vorgaben dargestellt wurden. So werden in Irland, Portugal und Großbritannien innerhalb einer Expositionsklasse je nach vorherrschendem Angriffsszenario unterschiedliche Mindestzementgehalte und maximale w/z-Werte vorgeschrieben (CEN/TR 15868:2018-12, S. 125–128). Der Sulfatangriff, welcher in natürlichen Grundwässern überwiegend durch Ettringit- und Thaumasitbildung in Erscheinung tritt, wird in den nationalen Anhängen der CEN-Mitgliedsstaaten unterschiedlich bewertet. Fünf Länder berücksichtigen lediglich die Bildung von Ettringit, während vier Länder beide Angriffsszenarien berücksichtigen. Aufgrund zahlreicher Schäden infolge einer Thaumasitbildung gibt es in Großbritannien neben der nationalen Betonnorm zusätzlich den BRE Special Digest 1, der neben einer feineren Einteilung der Expositionsklassen für das chemische Merkmal Sulfat auch Handlungsempfehlungen und deskriptive Vorgaben hinsichtlich des w/z-Wertes, des Mindestzementgehaltes in Abhängigkeit vom Größtkorn und der Zementart bereitstellt (Building Research Establishment 2005, S. 31; S. 42–43).

In anderen CEN-Mitgliedsländern gibt es weitere Normalzemente, welche als sulfatwiderstandsfähig gelten jedoch den chemischen Anforderungen nach DIN EN 197-1:2011-11 teilweise nicht entsprechen.

In Österreich werden die Expositionsklassen XA um ihre Angriffscharakteristik treibend (T) oder lösend (L) ergänzt, sodass sich beispielsweise für das chemische Merkmal Sulfat im Grundwasser eine Einordnung in XA1T ergibt. In der ÖNORM B 4710-1:2007-10-01 wird zudem angemerkt, dass lösende Angriffsarten die obere Zementsteinschicht des Bauteils entfernen.

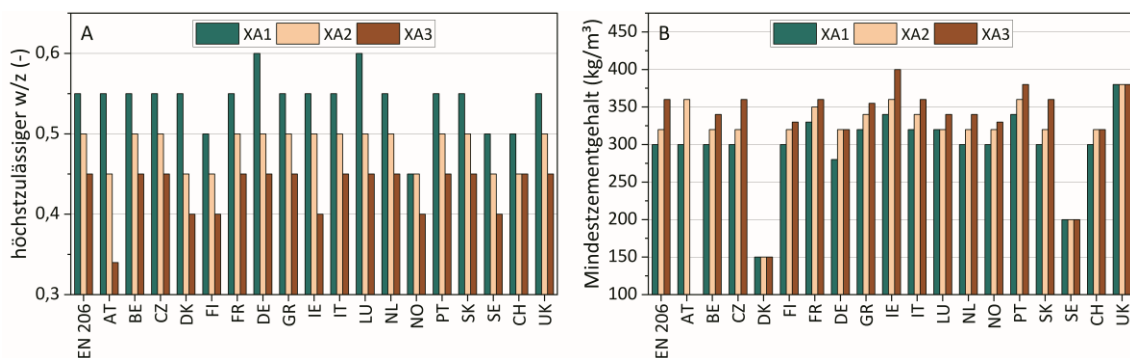


Abbildung 5.1: Deskriptive Vorgaben für die Expositionsklasse XA der CEN-Mitgliedsstaaten: A) höchstzulässiger w/z-Wert, B) Mindestzementgehalt (CEN/TR 15868:2018-12; DIN CEN/TR 15868:2012-04)

Das Regelwerk des ACI 318-19 enthält eine im Vergleich zur EN 206-1 reduzierte Einstufung in Expositionsklassen. Hier wird lediglich ein Angriff durch Sulfat im Grundwasser oder Boden und ein Kontakt mit Wasser angesetzt. Im Kontakt mit Wasser werden der maximale Wasserzementwert und die Mindestdruckfestigkeit für Beton festgelegt. Beim Sulfatangriff werden in Abhängigkeit von der Intensität zusätzlich die Zementart und Zusatzstoffe sowie Zusatzmittel geregelt. Die Auswahl der zulässigen Bindemittel nach ASTM C150-22, ASTM C595-23 und ASTM C1157-23 zielt auf die Begrenzung des C_3A -Gehaltes ab. Eine leistungsorientierte Bewertung von Bindemitteln kann mithilfe des Prüfverfahrens zur Bestimmung des Sulfatwiderstandes nach ASTM C1012-15 erfolgen. Die Schädigung zementgebundener Baustoffe durch die Bildung von Thaumasit wird in diesen Regelwerken jedoch nicht berücksichtigt (Hooton 2018). Die Vorgaben des ACI 318-19, insbesondere des w/z-Wertes, berücksichtigen nicht die Vorteile von klinkerreduzierten Bindemittelsystemen und ihren geringen Durchlässigkeiten, welche zu hohen Sulfatwiderständen bei der leistungsorientierten Bewertung führen (Obla und Lobo 2017).

In China wird der chemische Angriff auf Betonbauwerke in GB/T 50476-2019 geregelt. Die Einordnung in Expositionsklassen gleicht denen der EN 206-1. Allerdings sind Grenzwerte für Sulfatgehalte in natürlichen Grundwässern und Böden in China höher und ein Angriff durch Ammonium wird nicht als betonaggressiv eingestuft (Wang et al. 2019). Auch in diesem Regelwerk wird der Widerstand des zementgebundenen Baustoffes gegenüber dem chemischen Angriff deskriptiv geregelt. Dabei werden Zementgehalt, Zementart, Zusatzstoffe sowie der maximale Wasserbindemittelwert und die minimale Druckfestigkeit festgelegt.

In Indien werden die Umgebungsbedingungen für Betone nach IS 456:2000 allgemein in fünf Klassen eingestuft. Die Exposition mit aggressivem Boden bzw. Grundwasser wird darin als eine sehr starke Umgebung (IV) klassifiziert, ohne die aggressiven Medien zu spezifizieren. Aus der Einstufung folgen Vorgaben für den Mindestzementgehalt, den maximalen Wasserzementwert, die Betonfestigkeit sowie die Mindestbetondeckung. Für den Angriff durch Sulfate werden in Abhängigkeit von der Sulfatkonzentration im Boden oder Grundwasser die zulässigen Zementarten, der maximale w/z-Wert und der Mindestzementgehalt vorgeschrieben. Für den Sulfatangriff zielen die deskriptiven Vorgaben auf die Reduzierung der Porosität sowie des C_3A -Gehaltes ab. Des Weiteren sind für hohe Sulfatkonzentrationen Schutzsysteme wie Beschichtungen aus inertem Material zu verwenden. (IS 456:2000)

Das in Japan gültige Regelwerk JSCE Guidelines for Concrete No. 15-2010 regelt die Dauerhaftigkeitsmessung durch einen leistungsorientierten Ansatz. Für die Schädigung zementgebundener Baustoffe durch einen chemischen Angriff wird keine Klassifizierung der angreifenden Stoffe anhand ihrer Konzentration vorgenommen. Lediglich die Angriffscharakteristik lösend oder treibend sowie die Intensität des Angriffs soll berücksichtigt werden. Zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit während der vorgesehenen Nutzungsdauer wird eine erwartbare Einflusstiefe, in welcher der Baustoff durch den Angriff chemisch verändert wird, als konzeptionelles Entwurfskriterium vorgeschlagen, welcher durch eine ausreichende Betondeckung begegnet wird. Bei einem schweren Angriff sind ggf. Oberflächenschutzsysteme zu realisieren. (JSCE Guidelines for Concrete No. 15-2010)

In Abbildung 5.2 sind die höchstzulässigen w/z-Werte aus gängigen internationalen Regelwerken in Abhängigkeit von der Konzentration von Sulfat (A) und kalkaggressiver Kohlensäure (B) illustriert. Es ist zu beachten, dass sowohl der ACI 318-19 als auch der GB/T 50476-2019 einen maximal zulässigen Wasserbindemittelwert vorgeben, welcher alle reaktiven Zusatzstoffe berücksichtigt. Im EN 206 werden reaktive Zusatzstoffe durch den k-Wert Ansatz berücksichtigt. Zudem sind die Ausgangsstoffe für die Betonherstellung durch geografische Randbedingungen verschieden. Abbildung 5.2 macht deutlich, dass dem chemischen Angriff durch Sulfate oder kalkaggressive Kohlensäure mit zunehmender Intensität des Angriffs mit

abnehmenden w/z-Werten begegnet wird. Dabei sind die Vorgaben des chinesischen Regelwerkes schärfer als die des Nordamerikanischen.

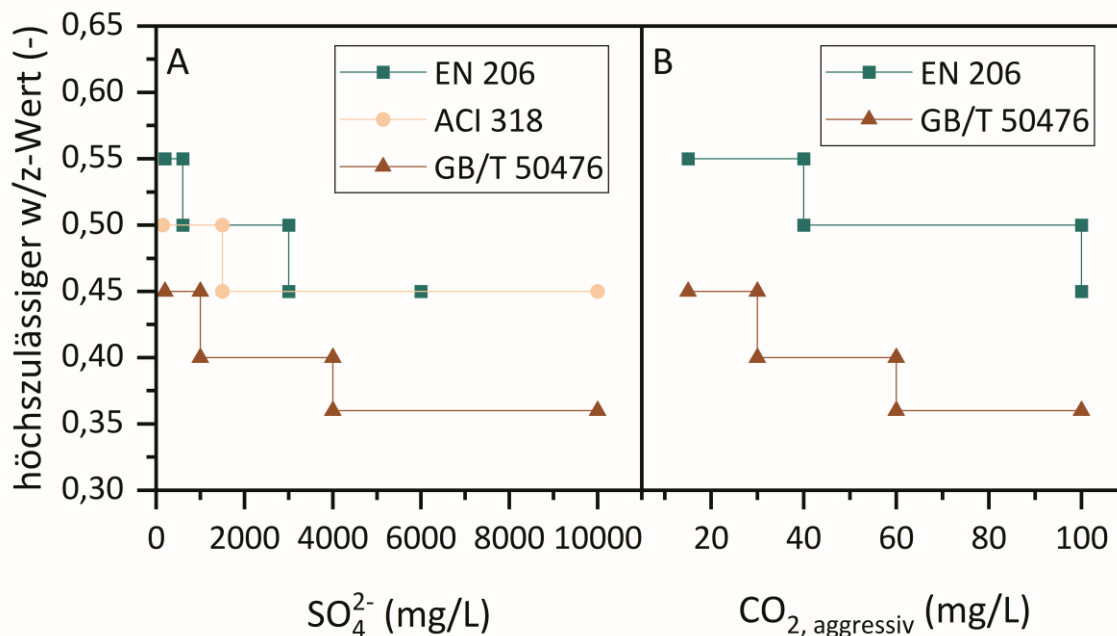


Abbildung 5.2: Deskriptive Vorgaben zum höchstzulässigen w/z-Wert nach EN 206, ACI 318 und GB/T 50476 für eine planmäßige Nutzungsdauer von 50 Jahren in chemisch angreifender Umgebung A) Sulfatkonzentration im Grundwasser, B) Gehalt an aggressivem CO_2 ; Einordnung des GB/T 50476 für nicht kalte oder trockene Gebiete

Für die internationalen Regeln und Grenzwerte zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit unter chemischem Angriff werden oftmals Zielnutzungsdauern von 50 Jahren angesetzt. Für längere Zielnutzungsdauern, wie sie für Infrastrukturbauwerke häufig festgelegt sind, stehen normativ zumeist keine Anpassungsmodelle zur Verfügung. Lediglich in Großbritannien werden durch den BRE Special Digest 1 Vorgaben der geeigneten Betonqualitätsklasse unter Berücksichtigung der Art und Dicke des Bauteiles, des hydraulischen Gefälles des Grundwassers sowie der Klassifizierung der aggressiven Umgebung für Nutzungsdauern von mindestens 50 und 100 Jahren angegeben. Die Betonqualitätsklassen werden in Abhängigkeit von der Zementart durch Vorgaben zum maximalen w/z-Wert, Mindestzementgehalt in Abhängigkeit vom Größtkorn und ggf. von zusätzlichen Schutzmaßnahmen definiert. Allerdings sind die festgelegten Betonqualitätsklassen für die unterschiedlichen Zielnutzungsdauern identisch und werden für längere Nutzungsdauern um zusätzliche Schutzmaßnahmen wie z. B. Oberflächenschutzsysteme erweitert. Bei hydraulischen Gradienten des Grundwassers > 5 oder Bauteilabmessungen < 140 mm ist die Betonqualitätsklasse um eine Stufe zu erhöhen oder zusätzlich eine Schutzmaßnahme zu realisieren. (Building Research Establishment 2005, S. 40–47)

5.4 Modelle zur Bewertung des chemischen Angriffes

5.4.1 Allgemeines

Zur Beschreibung und Bewertung von Schädigungsprozessen können Ingenieurmodelle, wissenschaftliche Modelle, welche Eingang in rechnerische Simulationen finden, sowie leistungsorientierte Verfahren herangezogen werden. Da beim chemischen Angriff auf zementgebundene Baustoffe verschiedene Schädigungsmechanismen und Randbedingungen betrachtet werden müssen, ist die Erstellung von Prognosemodellen komplex.

Ingenieurmodelle kombinieren vereinfachte mathematische Ansätze mit empirisch ermittelten Daten oder theoretischen Überlegungen. Wissenschaftliche Modelle nutzen chemische und physikalische Grundlagen, um die ablaufenden Prozesse mit einer hohen Genauigkeit abzubilden. (Siebert und Gerlach 2018, S. 931) Während Ingenieurmodelle einen praxisorientierten Ansatz verfolgen und aufgrund von Annahmen und Vereinfachungen lediglich für bestimmte Reaktionen bzw. Bedingungen geeignet sind, können wissenschaftliche Modelle umfassend verschiedene Teilprozesse abbilden. Entsprechend bilden wissenschaftliche Modelle die Grundlage für die rechnerische Simulation von Schädigungsprozessen.

Weiterhin ermöglichen leistungsbezogene Bemessungsverfahren, üblicherweise in Kombination mit Prüfverfahren, die Bewertung zementgebundener Baustoffe für eine vorgegebene Einwirkung. Bislang werden solche Bemessungsansätze meist ergänzend zu deskriptiven Vorgaben in Regelwerken eingebettet (Dehn 2018). Im Hinblick auf eine ökonomische und ressourcenschonende Nutzung von Baustoffen bieten leistungsorientierte Bewertungsverfahren die Möglichkeit neue Bindemittel bzw. klinkerreduzierte Zemente hinsichtlich ihrer Dauerhaftigkeitseigenschaften zu bewerten. Die bisherigen deskriptiven Ansätze basieren auf empirischen Langzeiterfahrungen, welche für neuere zementgebundene Baustoffe fehlen.

5.4.2 Ingenieurmodelle

Ingenieurmodelle wurden in der Vergangenheit überwiegend für lösende Angriffsszenarien entwickelt. Der fib Model Code 2010 stellt ein Ingenieurmodell für die Ermittlung der Schädigungstiefe infolge eines Säureangriffs gemäß Gleichung (5-1) auf (International Federation for Structural Concrete 2013, S. 108). Die Schädigungstiefe kann darin unter Annahme einer konstanten Säurekonzentration gemäß einem Wurzel-Zeit-Gesetz berechnet werden. Der Abtrag der geschädigten Baustoffschicht wird bei diesem Modell nicht berücksichtigt. Erfolgt die Berücksichtigung des Abtrags geschädigter Baustoffschichten, ergibt sich für den Schädigungs- bzw. Abtragsfortschritt ein linearer Zusammenhang über die Zeit (Grube und Rechenberg 1987a).

$$x_s = k_c \sqrt{c \cdot t} \quad (5-1)$$

x_s	Schädigungstiefe in (m)
k_c	Materialkonstante in (-)
c	Konzentration der Säure in (mol/L)
t	Zeit in (s)

Für die Modellbildung im Rahmen experimenteller Korrosionsversuche wurden zementgebundene Baustoffe oftmals einem Angriff durch unterschiedlich stark konzentrierte Säuren ausgesetzt (Bajza 1992; Herold 1999; Pavlík 1994a).

Herold untersuchte die Schädigung von Zementstein und Beton unter nicht abrasiven Bedingungen bei stetigem Lösungsaustausch an der Bauteiloberfläche bei pH-Werten von 1, 3, 5 und 7. Die Korrosionstiefe wurde anhand der Calciumauslaugung berechnet. Für die verschiedenen Angriffsumgebungen wurden empirische Funktionen für Beton und Zementstein gemäß dem Zusammenhang $x_s = a \cdot \sqrt{t} + b \cdot t$ aufgestellt. Insbesondere bei pH-Werten von 1 und 3 verläuft der Angriff mit konstanter Geschwindigkeit, was sich in einem lösenden Abtrag der amorphen, calciumausgelaugten geschädigten Schicht zeigt. Bei pH-Werten von 5 und 7 ist der Schädigungsfortschritt noch vom Wurzel-Zeit-Gesetz geprägt. (Herold 1999, S. 182)

Bajza (1992) und Pavlík (1994a) haben für die Regression der sich zeitlich entwickelnden Schädigungstiefen von Zementstein Gleichungen vom Typ $x_s = a \cdot c \cdot t^x$ verwendet, die neben der Konzentration der Säure (c) einen Koeffizienten a enthalten. Der Exponent x , mit dem die Zeit versehen ist, liegt zwischen 0,52 und 0,58, sodass die Schädigungstiefe annähernd dem Wurzel-Zeit-Gesetz folgt (Bajza 1992; Pavlík 1994a).

Für den Säureangriff auf zementgebundene Baustoffe entwickelte Gerlach (2017) ein Diffusions-Abtrags-Modell, welches bei der Ermittlung der Schädigungstiefe die Abtragstiefe und die Diffusionstiefe der Reaktanten (H^+ -Ionen) berücksichtigt. Der Schädigungsprozess wird vom Konzentrationsunterschied der Reaktanten und der Zementsteinmatrix bestimmt. Die Abtragungsgeschwindigkeit wird bei dieser Modellbetrachtung als konstant angenommen. Die mathematische Formulierung betrachtet den Diffusionsstrom in der geschädigten Zone und an der Reaktionsfront sowie die Abtragsrate an der Baustoffoberfläche. Für die Ermittlung der Diffusionstiefe wurde der Ansatz aus dem fib Model Code 2010 (siehe (5-1)) verwendet, wobei die Materialkonstante anhand des in der Arbeit vorgestellten Prüfkonzepes ermittelt wird. (Gerlach 2017, S. 65–69)

Scheydt (2013) entwickelte ein Ingenieurmodell zur rechnerischen Abschätzung des Korrosionswiderstandes von Betonen in Abhängigkeit vom Widerstand des Baustoffgefüges. Der Gefügewiderstand basiert auf physikalischen Kennwerten, welche anhand experimenteller Untersuchungen zum chemischen Angriff (Säureangriff mit pH-Wert 3) auf normalfeste, hochfeste und ultrahochfeste Betone ermittelt wurden. Eingang in die Bewertung finden u. a. die Kapillar- und Gelporosität, der Vernetzungsgrad und die Tortuosität des Betongefüges, der Zementsteingehalt, die Beständigkeit der Zementart und der maximale Hydratationsgrad. Für andere Angriffsszenarien erfordert das Modell die Berücksichtigung von ggf. abweichenden Einflusskenngrößen. (Scheydt 2013, S. 150–155) Das deterministische Prognosemodell zur Dauerhaftigkeitsbewertung bietet dabei trotz getroffener Vereinfachungen eine Möglichkeit, Einflussgrößen vergleichend zu beurteilen und den Korrosionswiderstand zu quantifizieren (Scheydt und Müller 2014).

Grube und Rechenberg (1987a) entwickelten für den lösenden Angriff durch kalklösende Kohlensäure ein Diffusionsmodell mit welchem die Dicke der ausgelaugten Schicht mithilfe des 1. Fick'schen Gesetzes berechnet werden kann. Die über eine definierte Tiefe dx mit zugehöriger Baustofffläche gelöste Masse entspricht darin der über die Zeit dt mit dem Diffusionsstrom abtransportierten Menge. (Grube und Rechenberg 1987a)

Für treibende Angriffsszenarien können Ingenieurmodelle den Schädigungsprozess anhand der Eindringtiefe des Sulfates und der gefügeschädigenden Phasenneubildung abbilden. Da der Angriff durch Sulfate in Abhängigkeit von den herrschenden Randbedingungen unterschiedlich abläuft (siehe 3.2.1.2), sind die existierenden Modelle entsprechend vereinfacht und betrachten überwiegend die Bildung von Ettringit.

Basista und Weglewski (2009) sowie Tixier und Mobasher (2003) haben gekoppelte, mehrskalige Modelle entwickelt, welche die Diffusion der Sulfationen und die topochemische Bildungsreaktion von Ettringit mit den Phasen des Zementsteines sowie die Entstehung von Bereichen mit Dehnungen und Spannungen, welche zur Mikrorissbildung führen, abbilden können. Dabei ändern sich die Transportbedingungen mit Entstehen der Mikrorisse. Für die Anwendung der Modelle ist jedoch die rechnergestützte numerische Simulation erforderlich. (Basista und Weglewski 2009; Tixier und Mobasher 2003)

Monteiro (2006) entwickelte anhand einer Auswertung von Betonen mit w/z -Werten zwischen 0,4 und 0,67 einen Zusammenhang zwischen der Einwirkungszeit von konzentrierten Sulfatlösungen im Labor und der sich einstellenden Dehnung. Auf Grundlage der mineralogischen Zusammensetzung lässt sich ein empirisches Schadenspotential errechnen, dass eine Bewertung des Sulfatwiderstandes von Betonen erlaubt. (Monteiro 2006)

Für die Bewertung und Abschätzung der Dauerhaftigkeit von Beton- und Stahlbetonrohren in aggressiven Böden und Grundwässern haben Harrison et al. (2017) basierend auf Ergebnissen aus Labor und Praxis hinsichtlich einer Exposition in einem niedrigen pH-Wert-Bereich bzw. unter Einwirkung kalkaggressiver Kohlensäure eine empirische Formel zur Abschätzung der Schädigungstiefe aufgestellt. Die Schädigungstiefe entspricht dabei der Dicke, um welche der Querschnitt reduziert wird. Aus der Querschnittsverminderung resultiert eine Abnahme der Festigkeit. Für den Sulfatangriff geben die Autoren keine zeitabhängige Schädigungstiefe an, da die Langzeiterfahrung gezeigt hat, dass die hohe Güte von Betonrohren mit Wasserbindemittelwerten $< 0,4$ und die normativen Vorgaben zur Bindemittelwahl die Dauerhaftigkeit entsprechender Bauteile sicherstellt. (Harrison et al. 2017)

Schmidt-Döhl (1996, S. 84–90) entwickelte ein Modell zur Beschreibung einer Schädigung infolge Sulfateinwirkung durch Ettringitbildung. Es beruht auf einer Berechnung des neu gebildeten Ettringitvolumens, das nach reaktionskinetischen Prinzipien auf das vorhandene Porenvolumen verteilt wird. Die Summe der über das vorhandene Porenvolumen einer Porenklasse hinausgehende Ettringitvolumen bildet die makroskopische Dehnung. Es ist Bestandteil des rechnerischen Modells *TRANSREAC* (siehe nächster Abschnitt).

Die verschiedenen existierenden Ingenieurmodelle wurden anhand unterschiedlicher Angriffsszenarien validiert. Eine Übertragbarkeit auf den chemischen Angriff im Allgemeinen ist daher nicht ohne Weiteres möglich. Sie können aber genutzt werden, um beobachtete Schädigungsprozesse einzuordnen und ggf. den Baustoffwiderstand zu vergleichen.

5.4.3 Rechnerische Simulationen auf Basis wissenschaftlicher Modelle

Um den Materialwiderstand oder den Schädigungsprozess infolge eines chemischen Angriffes für lange Zielnutzungsdauern prognostizieren zu können, sind rechnerische Simulationen erforderlich, welche mit Eingangsparametern des Materials und problemspezifischen Eingangsgrößen genutzt werden. Zudem ist für die Validierung des Modelles die Kopplung an Langzeiterfahrung aus der Praxis oder an Laborversuche

erforderlich. Für die Simulation des chemischen Angriffs ist eine teilweise oder vollständige Kopplung von thermischen, chemischen und mechanischen Prozessen sowie von Stofftransportprozessen nötig.

Die Anwendung rechnerischer Simulationen und Modelle hängt stark von den physikalisch-chemischen Modellen ab, auf denen sie basieren. Le Bescop et al. (2013) stellen die grundlegenden Gleichungen für die Transportmechanismen und die chemischen Reaktionen bei einem Angriff aggressiver Lösungen auf zementgebundene Baustoffe vor, ebenso wie ihre Implementierung mithilfe verschiedener Modellierungstechniken. Des Weiteren sind die Algorithmen, mit denen die Gleichungssysteme numerisch gelöst werden, ein Faktor, der gleichermaßen über die Qualität der Ergebnisse entscheidet wie die verfügbaren und verwendeten Eingangsdaten. Die Nutzung von Simulationsmodellen zur Bewertung des chemischen Angriffes ist im Einzelfall zu prüfen. Nachfolgend werden Modelle vorgestellt, welche sowohl lösende als auch treibende Angriffsszenarien abbilden können.

Beddoe (2016) entwickelte ein numerisches Rechenmodell namens *SATIR*, welches den Korrosionsfortschritt auf zementgebundene Baustoffe beim Angriff von Säure abbildet. Eingang in die Berechnung finden Parameter der Betonzusammensetzung (Zementart, w/z-Wert, Gesteinskörnung) und der angreifenden Säure (pH-Wert, Art der Säure) sowie Randbedingungen des Angriffs (stehend oder fließend, Oberflächen-Volumen-Verhältnis, abrasive Bedingungen). Die Schädigung wird durch Lösungsreaktionen des Calciums berücksichtigt. Der Baustoff wird für die Schädigungsberechnung als gesättigt angenommen, sodass der maßgebende Transportmechanismus Diffusion ist. (Beddoe 2016) Als Schädigungstiefe wird der Bereich angesehen, welcher infolge des Angriffs chemische Veränderungen und Porositätsveränderungen erfahren hat, und ggf. auch mechanisch abgetragen wurde (Beddoe und Dorner 2005). Beim Angriff durch Schwefelsäure kann die Bildung von Gips berücksichtigt werden, welche die Porosität in der Korrosionsschicht wiederum reduziert und entsprechend die Angriffsgeschwindigkeit hemmt. Die Validierung des Berechnungsmodells zeigte für ausgewählte experimentelle Untersuchungen eine gute Übereinstimmung der Korrosionsschichtdicke für vorgegebene Angriffsdauern. (Beddoe 2016)

Kommerziell verfügbar ist das Programm *STADIUM*, welches auf der Modellierung des Ionentransports und der Reaktionen in gesättigten und ungesättigten zementgebundenen Baustoffen basiert. Die Grundzüge des Programmes werden von Marchand (2001) beschrieben. Für die Berechnung werden Transportparameter wie Porosität, Diffusionskoeffizienten und Durchlässigkeit des Baustoffes sowie die chemische Zusammensetzung als Eingangsdaten benötigt, welche mithilfe von definierten Laborversuchen ermittelt werden. Das Programm wurde für verschiedene Bedingungen validiert. So konnte die Eindringtiefe von Sulfat und die Abnahme calciumhaltiger Phasen in Betonen mit guter Übereinstimmung simuliert werden (Maltais et al. 2004). Ebenso kann die kombinierte Einwirkung von Sulfat und Magnesium abgebildet werden (Marchand et al. 2002b). Eine Bildung von Rissen wird vom Programm jedoch nicht berücksichtigt (Marchand et al. 2002a). Die Bildung von Rissen beeinflusst allerdings maßgeblich die Transportrandbedingungen des Baustoffes bei einem treibenden Angriff. Werden diese veränderten Transporteigenschaften und die Saugwirkung von Rissen berücksichtigt, können experimentelle Ergebnisse zur Eindringtiefe von Sulfat und zur Auslaugtiefe von Calcium realitätsnäher abgebildet werden als durch das Simulationsprogramm *STADIUM* (Yu et al. 2015b).

Das Programmsystem *TRANSREAC* (transport and reaction) wurde von Schmidt-Döhl (1996) zur Simulation von Korrosionsprozessen mineralischer Baustoffe entwickelt. Die zuverlässigkeitsorientierte Modellierung wurde von Rigo (2005) durch Verknüpfung des deterministisch arbeitenden Kernalgorithmus mit der Monte-Carlo Methode implementiert. Des Weiteren wurde das Programm von Bruder (2007) um eine adaptive Modellierung erweitert, welche eine Anpassung an am Bauwerk ermittelte Messdaten ermöglicht. Das Programmsystem besteht aus mehreren Modulen, welche die Feuchte-, Wärme- und

Stofftransportvorgänge sowie chemischen Reaktionen zeit- und ortsabhängig berechnen. Für die Simulation werden physikalische Kenngrößen des Baustoffes wie Porositätswerte, Transportparameter und ggf. die Feuchtespeicherfunktion ebenso benötigt wie die chemische Zusammensetzung (verfügbare Spezies und deren thermodynamische Daten) des Gesamtsystems. Der thermodynamisch stabile Phasenbestand wird ortsaufgelöst mithilfe eines Algorithmus zur Gibbs-Energie-Minimierung berechnet. Die Aktivitätskoeffizienten gelöster Teilchen und des Lösungsmittels werden im Programmsystem mit dem *Pitzer*-Modell bestimmt. Für die Simulation korrosiver Prozesse werden die Veränderungen des Phasenbestandes mit den einhergehenden Volumenänderungen betrachtet, um die Änderung der Porosität zu erfassen. Die Änderung der Porenstruktur ist abhängig vom Volumen der gelösten Phasen und vom Porenraum, in welchem sich neu entstehende Phasen bilden. Goedeke (2018, S. 160–162) hat zur Erfassung von Porenstrukturänderungen ein Modell entwickelt, welches bei lösendem Angriff die freiwerdenden Porenräume durch Hinterlegung der Dimensionen der relevanten Hydratphasen ermittelt. Die Simulation von treibenden Angriffsszenarien ist mittels *TRANSREAC* ebenfalls möglich. Bei Angriff durch Sulfat kann die freie Dehnung und Rissbildung infolge der Bildung von Ettringit berechnet werden. Hierfür wird die Porenradialverteilung und Zugbruchdehnung des von Sulfat angegriffenen Baustoffes hinterlegt (Schmidt-Döhl 1996, S. 73, S. 88–89). Die Abbildung von Schädigungsprozessen bei denen der Baustoff durch sich neu bildende Phasen zunächst eine Verdichtung erfährt und mit fortschreitendem Angriff poröser wird, wie beim Angriff kalkaggressiver Kohlensäure auf Portlandzementstein, ist anspruchsvoll, konnte aber bereits erfolgreich nachvollzogen werden (Hof et al. 2002).

Die vorgestellten Programme können im konkreten Anwendungsfall genutzt werden, um Fragestellungen zum Schädigungsfortschritt durch die Exposition in einer chemisch angreifenden Umgebung zu simulieren. Dabei sind die Randbedingungen in den Modellen möglichst realitätsnah festzulegen. Um den Rechenaufwand der Simulationen zu begrenzen, werden die Bauteile üblicherweise diskretisiert und der Angriff ein- oder mehrdimensional abgebildet. Um Risiken bei der Bewertung und eine zielgerichtete Nutzung rechnerischer Modelle sicherzustellen, ist ein grundlegendes Verständnis der hinterlegten Modelle und Prozesse sowie die Bewertung der Eingangsdaten durch den Anwender erforderlich. In Tabelle A 3.1 im Anhang ist eine ergänzende Zusammenstellung über aktuell verfügbare Simulationsmodelle zu finden. Es werden auch Programme vorgestellt, welche sich als Teilmodelle zur Kopplung von thermischen Prozessen sowie die Abbildung von Stofftransport und chemischen Reaktionsprozessen eignen.

5.5 Leistungsbasierte Bewertung der Dauerhaftigkeit unter chemischem Angriff

Die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit bei chemischem Angriff kann abgesehen von deskriptiven Regelungen auch durch eine leistungsbasierte Bewertung erfolgen. Der Baustoffwiderstand wird bei dieser Bewertungsmethode für eine zu erwartende Exposition quantifiziert, indem in Laborprüfverfahren die Leistungsfähigkeit von Baustoffen beurteilt wird. Als Kriterium für die Leistungsfähigkeit sind nach DIN CEN/TR 16563:2014-04 Referenzwerte festzulegen, die den am Verwendungsort geltenden Bestimmungen entsprechen und auf bisherigen Erfahrungen aus der Praxis oder Lebensdauermodellierung in dieser Exposition beruhen. Die leistungsbasierte Bewertung der Dauerhaftigkeit ist auf Expositionsklassen beschränkt, für die es festgelegt standardisierte Prüfverfahren gibt (DIN CEN/TR 16563:2014-04). Es existieren eine Vielzahl von Prüfverfahren zur Bewertung des Widerstandes zementgebundener Baustoffe gegenüber einem chemischen Angriff. Diese lassen sich unterteilen in:

- Prüfung des Sulfatwiderstandes

- Prüfung des Säurewiderstandes
- Prüfung des Auslaugwiderstandes

In Deutschland existieren kaum normativ geregelte Verfahren zur Prüfung und Bewertung der Dauerhaftigkeit von zementgebundenen Baustoffen unter einem chemischen Angriff (XA). Lediglich im Bereich von Entwässerungssystemen außerhalb von Gebäuden existieren Prüfverfahren für zementgebundene Baustoffe, welche den Widerstand gegenüber einem schwefelsauren und biogenen schwefelsauren Angriff sowie einem Sulfatangriff erfassen und bewerten (DIN 19573:2016-03). In der Expositionsklasse XA werden mehrere Angriffsszenarien zusammengefasst. In der Vergangenheit wurden Prüfverfahren entwickelt, die treibende oder lösende Angriffscharakteristiken bewerten. Die festzulegenden, grundlegenden Randbedingungen für solche Prüfungen orientieren sich an den nachfolgenden Punkten (Belie 2013, S. 222–226):

- Beschleunigung des Schädigungsverlaufs
- Art des angreifenden Stoffes
- Skalierung des Testregimes (klein- oder großmaßstäbliche Laborversuche, in-situ-Lagerung)
- Verknüpfung mit abrasiven Bedingungen
- Art der Quantifizierung des Schädigungsgrades

Insbesondere dem zeitraffenden Effekt kommt dabei eine besondere Rolle zu. Er kann über die Erhöhung der Konzentration des Angriffsmediums, des Umgebungsdruckes, der Temperatur oder der Kontaktfläche zwischen angreifendem Medium und Baustoff realisiert werden. Allerdings sind mit diesen Maßnahmen auch Nachteile verbunden, da die Mechanismen des Angriffs für die Bedingungen im Baugrund abweichend sein können. Des Weiteren hat das Probenalter insbesondere bei klinkerreduzierten Bindemittelsystemen ggf. einen Einfluss auf die Leistungsbewertung in definierten Prüfregimen und sollte daher möglichst berücksichtigt werden (Belie 2013, S. 231). Grundsätzlich zeigten Untersuchungen von Rechenberg (1976), dass die Exposition von Betonen in einer chemisch angreifenden Umgebung im jungen Alter keinen signifikanten Einfluss auf den Widerstand des Baustoffes hat.

International existieren insbesondere für die Bewertung des Sulfatwiderstandes genormte Prüfverfahren. Eine Übersicht über Prüfverfahren zur Bewertung des Sulfatwiderstandes findet sich in van Tittelboom et al. (2013, S. 253–259) sowie in Heinz und Urbonas (2006, S. 63–69). Zur Bewertung des Sulfatwiderstandes der verschiedenen Verfahren werden die sich einstellenden Dehnung, Festigkeitsveränderungen, Masseänderungen, eine optische Beurteilung der Probekörper sowie Änderungen des dynamischen E-Moduls herangezogen. Weiterhin unterscheiden sich die Prüfverfahren in der Art der Prüfkörper. Neben der Probekörpergeometrie gibt es auch Unterschiede in der Zusammensetzung des zementgebundenen Baustoffes hinsichtlich seines Gesteinskörnungsanteiles. Weiterhin hat die Zusammensetzung der Sulfatlösung einen erheblichen Einfluss auf den Schädigungsmechanismus (siehe Abschnitt 3.2.1.2 und 3.2.5.). Der DIN-Fachbericht CEN/TR 15697:2008-10 diskutiert die Beurteilung von sulfatgeschädigten Probekörpern sowie Möglichkeiten zur Beschleunigung des Schädigungsfortschrittes und leitet weiterhin Eigenschaften bzw. Randbedingungen für ein mögliches Verfahren zur Prüfung des Sulfatwiderstandes her. Eingang in die Entwicklung eines genormten Prüfverfahrens fanden diese Ergebnisse bislang allerdings nicht.

In Deutschland können Bindemittel bei einem Sulfatangriff eingesetzt werden, wenn diese eine bauaufsichtliche Zulassung als SR-Zement durch das DIBt erhalten. Diese Zulassung erfolgt auf Basis der Prüfung des Sulfatwiderstandes an Flachprismen, welche durch den Sachverständigenausschuss (SVA) vorgeschlagen wurde und entsprechend als SVA-Verfahren oder SVA-Flachprismenverfahren bezeichnet wird (Rickert 2016). Die festgelegten Prüfbedingungen des SVA-Verfahrens führen allerdings zu Problemen bei der Abbildung des Widerstandes von unterschiedlichen Bindemittelsystemen (Lipus 2020). Insbesondere konnten Langzeiterfahrungen aus der Praxis (Hallauer 2003; Harrison 1992) nicht korrekt abgebildet werden. In der Folge wurden Modifizierungen (praxisnahe Temperatur, geringere Konzentrationen, geänderte Zusammensetzung der Lösung) vorgenommen um diese Defizite zu beheben und eine bessere Differenzierung zwischen Zementen mit hohem Sulfatwiderstand und ohne selbigen zu ermöglichen (Rickert 2016). Inzwischen wurde von Haufe (2022) ein abweichendes leistungsorientiertes Prüfverfahren vorgestellt, welches den Widerstand anhand der zentrischen Zugfestigkeit und nicht an der Dehnung bestimmt. Dieses wird derzeit mithilfe von Laborvergleichs- und Feldversuchen validiert (Vollpracht et al. 2023).

Für lösende Angriffsszenarien existieren national und international überwiegend Prüfverfahren zur Bewertung des Säurewiderstandes. Eine Zusammenstellung der gängigsten Verfahren ist in Lohaus und Gerlach (2016) sowie in Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein (2017, S. 1–3) zu finden. Prüfgrundsätze werden vom DBV Merkblatt Chemischer Angriff, Prüfung:2017-05 vorgeschlagen, um eine Reproduzier- und Vergleichbarkeit bei ähnlicher Einwirkung und Schädigungskinetik sicherzustellen. In Österreich wird für die Expositionsklasse XA mit lösender Angriffscharakteristik der Nachweis der Leistungsfähigkeit nach ÖNORM 4710-3:2023-01-01 anhand einer vergleichenden Betrachtung der Schädigung mit einem normkonformen Referenzbeton nach Lagerung in verdünnter Essigsäure erbracht.

Grundsätzlich können Baustoffwiderstände anhand von leistungsorientierten Methoden ermittelt werden. Für den chemischen Angriff existieren jedoch keine einheitlichen Prüfverfahren, sodass für konkrete Fragestellungen Prüfungen anhand definierter Prüfgrundsätze erstellt werden müssen. Orientierung können dabei in der Literatur beschriebene Verfahren für konkrete Angriffsszenarien bieten.

5.6 Maßnahmen zur Erhöhung des Baustoffwiderstandes gegenüber chemischem Angriff

Um den Baustoffwiderstand gegenüber chemischem Angriff zu erhöhen, werden zementgebundene Baustoffe hinsichtlich ihres physikalischen und chemischen Widerstandes optimiert. Die Erhöhung des physikalischen Widerstandes beruht auf einer reduzierten Durchlässigkeit des Bindemittels, welche durch geeignete Auswahl der reaktiven Bestandteile, die Verminderung des Wasserzementwertes und durch eine optimierte Packungsdichte aller Komponenten erreicht werden kann. Der chemische Widerstand lässt sich durch eine günstige Bindemittelwahl und die Verminderung von Reaktionspartnern für potenziell angreifende Stoffe realisieren. Mit zunehmendem Anteil an (inertem) Gesteinskörnung ist üblicherweise eine Abnahme der Schädigungsraten zementgebundener Baustoffe zu beobachten, was auf die Erhöhung beider Widerstandskomponenten zurückzuführen ist (Bassuoni und Nehdi 2007; Fattuhi und Hughes 1988; Herold 1999, S. 196). Bindemittelseitig kann der chemische Widerstand grundsätzlich durch die Reduktion des Anteils an Calciumhydroxid gesteuert werden, da dieser Hydratphase insbesondere beim lösenden Angriff eine besondere Bedeutung zukommt. Weil sich Calciumhydroxid in zementgebundenen Baustoffen bevorzugt in Bereichen höherer Porositäten (Wasseranreicherung, Kontaktzone zum Gesteinskorn) anreichert (siehe 2.1.3.1 und 2.1.4.1), können sich beim Lösen Wegigkeiten für den weiteren Angriff auf-tun. Des Weiteren ist Calciumhydroxid die erste Phase des erhärteten Zementsteines, welche bei einem

Absinken des pH-Wertes der Porenlösung instabil wird. Die Reduktion des Portlanditgehaltes wird durch die Zugabe von latent-hydraulischen und puzzolanschen Stoffen gesteuert. Zudem sind beim Angriff durch Sulfate die Bindemittel hinsichtlich ihres Aluminat- und Carbonatgehaltes zu optimieren (siehe 3.2.1.3).

Entsprechende Grundsätze werden bei der Anwendung von hochfesten (HFB)- und ultrahochfesten (UHFB) Betonen angewendet, was sie hinsichtlich der Dauerhaftigkeit unter chemischem Angriff zu einem hochleistungsfähigen Baustoff macht. Die Dauerhaftigkeit und hohe Leistungsfähigkeit unter der Exposition von Frost, Frost-Tausalz, Carbonatisierung und Chloridmigration wurde für UHFB bereits nachgewiesen (Ludwig 2005), ebenso für Säureangriffe (Schmidt 2011). Ultrahochfeste Betone zeigen durch ihre hohe Gefügedichtigkeit verbunden mit geringer Kapillarporosität einen hohen Widerstand gegenüber dem Eindringen potenziell schädlicher Stoffe (Scheydt 2013, S. 104; S. 143). Entsprechend werden in der noch in Bearbeitung befindlichen Richtlinie „Ultrahochfester Beton“ des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) Hinweise und Vorgaben an die Ausgangsstoffe und Zusammensetzung im Hinblick auf eine Exposition XA mit aufgenommen. Unter Annahme der äquivalenten Leistungsfähigkeit können UHFB mit w/z-Werten $< 0,25$ nach derzeitigem Wissensstand auch für stärkere Konzentrationen von Säuren, Ammoniumlösungen sowie kalklösender Kohlensäure eingesetzt werden (Schmidt-Döhl et al. 2017). Beispiele für den Einsatz von Hochleistungsbetonen finden sich in (Böing et al. 2011; Götz 2014; Hüttl und Hillemeier 2000; Hüttl et al. 2009). Grundlegende Optimierungsansätze für Hochleistungsbetone mit erhöhtem Widerstand gegenüber lösendem Angriff werden in (Breit 2004; Breitenbücher et al. 2018; Schmidt 2011) vorgestellt.

Der Einsatz alternativer Bindemittel als stoffliche Maßnahme ist aufgrund normativer Restriktionen im Spezialtiefbau nicht ohne Weiteres möglich. Als potenzielles Bindemittel mit hohem chemischem Widerstand sei an dieser Stelle auf Calciumaluminatzemente (CAC) nach DIN EN 14647:2006-01 in Verbindung mit DIN EN 14647 Berichtigung 1:2007-04 verwiesen, welche über einen hohen Säure- und Sulfatwiderstand verfügen (Plank und Sieber 2011, S. 46–51). Der hohe Widerstand bei lösendem Angriff beruht insbesondere auf der Bildung von Aluminiumhydroxid. Es wird beispielsweise von kalkaggressiver Kohlensäure nahezu nicht angegriffen (Vollenschaar 1973, S. 32). Für tragende Bauteile aus Beton nach DIN EN 206-1:2001-07 in Verbindung mit DIN 1045-2:2008-08 darf Tonerdezement jedoch nicht eingesetzt werden. Entsprechend ist der Einsatz von Calciumaluminatzement lediglich als Bohrlochvergütung im Sinne einer umhüllenden Schutzmaßnahme möglich. Die Eignung in Kombination mit geotechnischen Elementen ist in diesem Falle gesondert nachzuweisen.

Eine direkte Übertragbarkeit und Anwendung von HFB und UHFB für Elemente des Spezialtiefbaus ist indes nur bedingt möglich, da hier Grenzen hinsichtlich der Ausführung, der Normung und schlussendlich der Ökonomie bestehen. Jedoch sollten die Entwurfsgrundsätze zur Optimierung des zementgebundenen Baustoffes für geotechnische Elemente unter chemischem Angriff Berücksichtigung finden. Für verpresste Elemente und ihre durch Filtration in nichtbindigen Böden niedrigen w/z-Werte (siehe 2.2.2.1) kann ggf. eine Bewertung des Widerstandes in Anlehnung an solche Hochleistungsbaustoffe erfolgen.

Der derzeitige deskriptive Ansatz zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit ist historisch gewachsen und stößt im Hinblick auf längere Zielnutzungsdauern oder auch Bindemittel- und Baustoffsysteme außerhalb des bekannten Erfahrungshorizontes an Grenzen. Lediglich in Großbritannien existieren deskriptive Vorgaben in einer chemisch angreifenden Umgebung auch für Nutzungsdauern von mehr als 100 Jahren (siehe 5.3). Die Anpassung der entsprechenden Grenzwerte für die Expositions klasse XA kann außerhalb der vorgesehenen Nutzungsdauer von in der Regel 50 Jahren für etablierte Zementarten anhand stetiger empirischer Entwicklung erfolgen. Weiterhin ist eine deterministische Abschätzung basierend auf

Laborexperimenten möglich. Dabei sind relevante Prüfkriterien und Randbedingungen ggf. auf spezifische Fragestellungen in der Praxis abzustimmen. Weiterhin ist die Anpassung der Grenzwerte für die Betonzusammensetzung infolge eines chemischen Angriffs durch inverse Anwendung rechnerischer Simulationsmodelle realisierbar. Hierzu können im rechnerischen Experiment die physikalischen und ggf. chemischen Baustoffparameter variiert und angepasst werden, um die für bekannte Nutzungsdauern validierte (zulässige) Schädigung auf längere Zielnutzungsdauern auszudehnen.

5.7 Sensitivitätsanalyse

Der chemische Angriff auf geotechnische Elemente ist aufgrund der verschiedenen Einflussgrößen und deren Sensitivität gegenüber Änderungen im Gesamtsystem äußerst komplex. Entsprechend ist die Quantifizierung der Sensitivität von Einflussgrößen nur schwer realisierbar. Nachfolgend werden qualitative Überlegungen zur Bewertung der Einflussgrößensensitivität aufgeführt. Auf Grundlage der derzeitigen normativen Regeln und Grenzwerte wird eine Zusammenstellung konzipiert, die für die entsprechenden geotechnischen Elemente die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit bewertet, respektive ihre Einsatzmöglichkeiten darstellt.

Eine wesentliche Einflussgröße auf den chemischen Angriff ist die Einwirkung in situ. Die Konzentrationen betonaggressiver Stoffe in natürlichen Grundwässern unterliegen zeitlichen Schwankungen. Entsprechend können die zementgebundenen Baustoffe in situ einen stärkeren oder geringeren Angriff erfahren als auf Basis von Grundwasseranalysen ermittelt wurde. Geringere Konzentrationen können zudem zur zeitlichen Begrenzung des Angriffs führen. Ferner sind die Transportbedingungen im Baugrund für den Heran- und Abtransport eine entscheidende Größe. Diese können über die Abmessungen des Bauteils streuen, sodass kein ganzheitlicher Angriff erfolgt. Für langsame Strömungsgeschwindigkeiten des Grundwassers ist zu erwarten, dass sich chemisch und mechanisch veränderte Schichten in der Randzone der jeweiligen geotechnischen Elemente einstellen und den weiteren Angriff abmildern können. Bei stark fließendem Grundwasser ist dieser Effekt nicht zu erwarten, sondern vielmehr eine zunehmende Schädigung (Biczók 1968, S. 264). Des Weiteren sind natürliche Grundwässer in ihrer Zusammensetzung komplex, sodass verschiedene (betonangreifende) Ionen vorliegen können. Dabei können sowohl verstärkende als auch abmildernde Effekte auftreten (siehe 3.2.5). Da chemische Prozesse temperaturabhängig sind, haben die geringen Baugrundtemperaturen (siehe 2.2.3.1) eine günstige Auswirkung auf die Geschwindigkeit des chemischen Angriffes.

Bei der Herstellung geotechnischer Elemente kommt es zur Interaktion des (frischen) Baustoffes mit dem Boden bzw. Grundwasser (siehe 2.2.2). Hier kann es je nach Herstellverfahren und Element zu einer teilweisen oder auch gänzlichen Durchmischung von Baugrund und zementgebundenem Baustoff kommen. Die Abgabe von Anmachwasser in den Porenraum des umgebenden Baugrundes infolge der Filtration in nichtbindigen Böden kann zu einer temporären Abschirmung des frischen Baustoffes gegenüber angreifender Grundwässer führen. Dies begünstigt eine ungestörte Erhärtung. Die Verweildauer des ausgepressten, hochalkalischen Anmachwassers wird von den vorliegenden Transportbedingungen bestimmt. Durch eine permanente Verfügbarkeit von Wasser können die zementgebundenen Baustoffe Volumenzunahmen erfahren (siehe 2.2.3.3), die den möglichen abfallenden Spannungen in der Kontaktzone zwischen chemisch angegriffenem Baustoff und Baugrund begrenzt entgegenwirken können.

Die obigen Ausführungen verdeutlichen, dass die Einflussgrößen zur Bewertung des Baustoffwiderstandes schwierig zu erfassen sind. Des Weiteren ist für Dauerhaftigkeitsbetrachtungen geotechnischer Elemente

die Definition eines Grenzzustandes bzw. einer zulässigen Schädigungstiefe erschwert, da diese vom Einfluss des chemischen Angriffs auf deren Tragverhalten bestimmt wird. Hier existieren nur eingeschränkte Hinweise (siehe 4.6). Grundsätzlich zu unterscheiden sind lösende und treibende Angriffsszenarien. Für lösende Szenarien führt die chemische und mechanische Veränderung der Randzone zementgebundener Baustoffe dazu, dass es in der Kontaktzone zu einer Auflockerung des angrenzenden Bodens kommt und dieser in Richtung des Bauteils strebt (Hof und Triantafyllidis 2005). Da in situ der chemische Angriff auf Bauteile mit großen Abmessungen und Längen wirkt und sich entlang dieser unterschiedlich ausprägt, kann aus dieser makroskopischen Modellvorstellung auch eine Umlagerung von Spannungen auf Bereiche mit weniger stark herabgesetzten mechanischen Eigenschaften der Randzone angenommen werden. Hof hat für den Angriff kalklösender Kohlensäure einen vom d_{50} des Bodens abhängigen Grenzwert des Radialspannungsverlustes in Abhängigkeit von der mechanisch entfestigten Schädigungstiefe festgestellt (Hof 2004, S. 140–141). Für andere geotechnische Elemente sind zulässige Schädigungstiefen ggf. anhand der verwendeten (inerten) Gesteinskörnung zu definieren. So könnte für Bohrpfahlbetone die zulässige Schädigungstiefe bei lösenden Angriffsszenarien in Abhängigkeit vom Größtkorn festgelegt werden. Für treibende Szenarien fehlen entsprechende Erfahrungswerte. Es ist jedoch anzunehmen, dass aufgrund der vorherrschenden Spannungszustände im Baugrund eine Rissbildung überdrückt wird.

Auf Grundlage der Ausführungen in 4.6 sowie 5.2 zeigt Abbildung 5.3 eine Übersicht für geotechnische Elemente in einer chemisch angreifenden Umgebung (XA) anhand ihrer Ausführbarkeit nach derzeitigem Stand der Regelwerke. Es ist ersichtlich, dass insbesondere für Verpressanker und Mikropfähle Grenzen der Sicherstellbarkeit der Dauerhaftigkeit existieren. Die geforderten gutachterlichen Nachweise über den Einfluss des chemischen Angriffs auf die Tragfähigkeit können aufgrund mangelnder Erfahrungen nur selten erbracht werden bzw. werden durch die Festlegung von erforderlichen pauschalen Tragfähigkeitsreserven ggf. unwirtschaftlich. Für verfestigte Bodenkörper, welche mittels Düsenstrahlverfahren hergestellt werden, liegen ebenfalls Einschränkungen hinsichtlich des Einsatzes in der Expositionsklasse XA vor. Allerdings sind Rückverankerungen mit dem Düsenstrahlverfahren kein bauaufsichtlich zugelassenes Verfahren und benötigen einer Zustimmung im Einzelfall.

Eine Möglichkeit zur Ausführung außerhalb des gesicherten Erfahrungsbereiches stellen Monitoringsysteme dar. Sie können zum Einsatz kommen, um sowohl Bauteile bzw. deren Widerstand als auch Einwirkungen zu erfassen. Mögliche Monitoringparameter finden sich im DBV-Merkblatt Chemischer Angriff:2014-07 (S. 73–76). Da geotechnische Elemente meist nicht zugänglich sind, beschränken sich die Monitoringmethoden auf die kontinuierliche Erfassung der Zusammensetzung des angreifenden Grundwassers. Dies allein gibt aber keine Information über die tatsächliche Veränderung des Bauteils. In Ausnahmefällen könnten in angreifender Umgebung Referenzelemente errichtet werden, an denen die Tragkraft regelmäßig geprüft wird. Die Nutzung dieser Möglichkeit setzt aber voraus, dass eine mit einem vertretbaren Aufwand realisierbare Reaktion möglich ist, wenn festgestellt wird, dass zum Beispiel die Tragfähigkeit unter den erforderlichen Wert abgefallen ist. Denkbar ist auch die Auslagerung von Proben unter in-situ-Bedingungen (Friede et al. 1979). Anhand von begleitenden Laboruntersuchungen während der Nutzungsdauer können diese als Indikator für die reale Beanspruchung herangezogen werden.

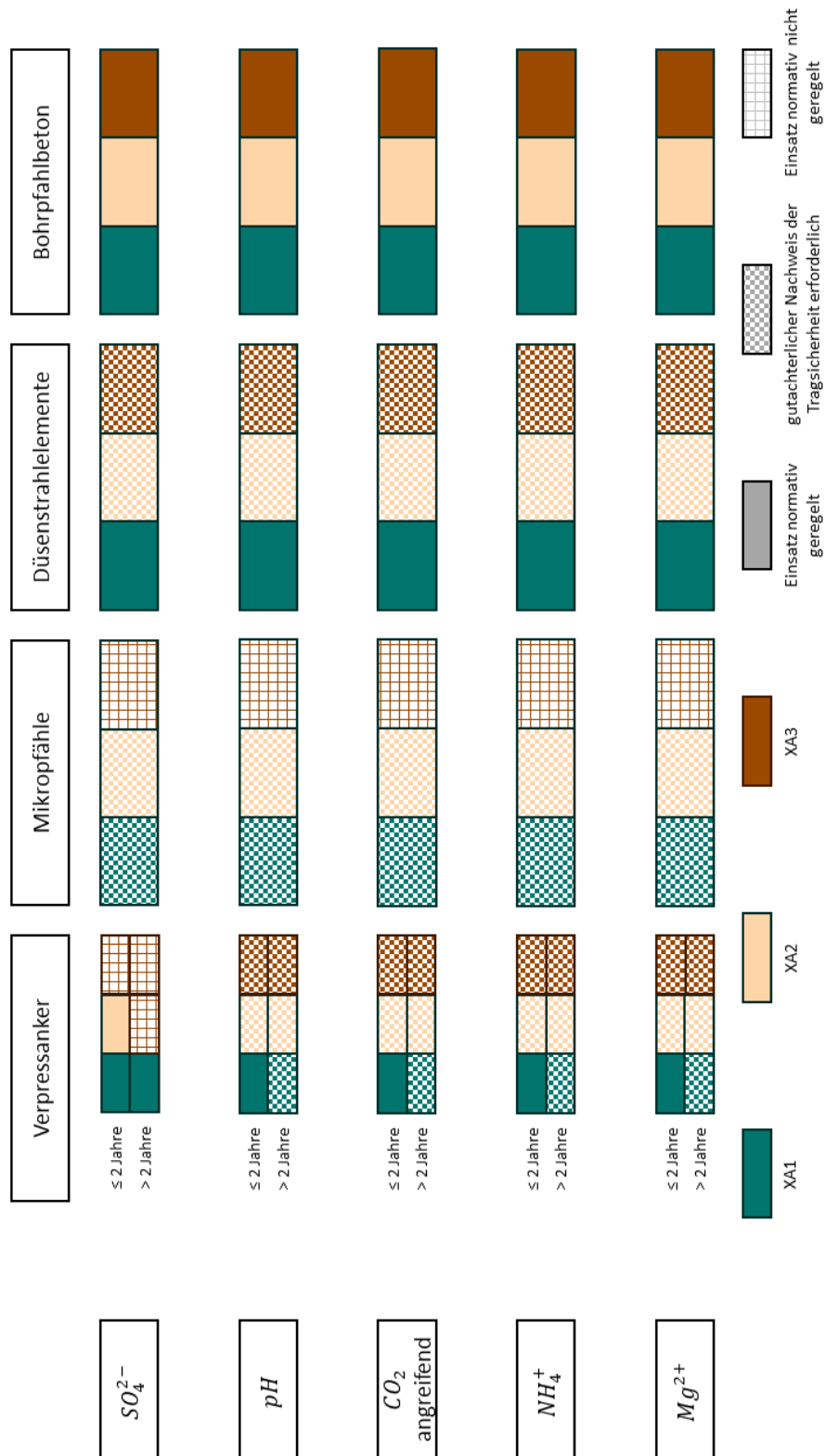


Abbildung 5.3: Geotechnische Elemente und ihre Ausführbarkeit in chemisch angreifender Umgebung (XA) nach derzeit gültigem Regelwerk; bzgl. Einsatz von Verpressankern im Festgestein siehe Abschnitt 5.2

6 Experimentelle Methoden

6.1 Untersuchungsmethoden

6.1.1 Porositätsuntersuchungen

6.1.1.1 Wasseraufnahme

Die Wasseraufnahme zementgebundener Baustoffe kann unter Atmosphärendruck, unter Vakuum oder unter erhöhtem Druck bei 150 bar erfolgen. Je nach Verfahren können unterschiedliche Porenbereiche mit Wasser gefüllt werden. Die Wasseraufnahme unter Vakuum und Druck ist eine gängige Methode zur Bestimmung der kompletten bzw. maximalen Wasseraufnahme. Die freie Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck ist eine technisch einfache Möglichkeit zur Bestimmung der freien Gesamtporosität.

Zur Ermittlung des wassergefüllten Porenraumes ist eine Trocknung der zu untersuchenden Proben erforderlich. Je nach Trocknungsverfahren, wird allerdings nicht nur das Wasser aus dem Porenraum sondern auch aus den Hydratphasen entfernt (Zhang und Glasser 2000). Daraus folgt eine Veränderung des Porengefüges. Entsprechend beeinflusst die Art der Trocknung die messbare Porosität und Porenstruktur (Gallé 2001).

In Vorversuchen wurde für Zementsteine die Abweichung zwischen freier Wasseraufnahme und Wasseraufnahme unter Vakuum und Druck (150 bar) nach Bunke (1991, S. 7) geprüft. Die Ergebnisse in Abbildung 6.1 zeigen eine marginale Abweichung beider Untersuchungsverfahren für Zementsteine. Aufgrund des geringeren Versuchsaufwandes wird die Untersuchung der Wasseraufnahme im Rahmen dieser Arbeit entsprechend mithilfe der freien Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck geprüft.

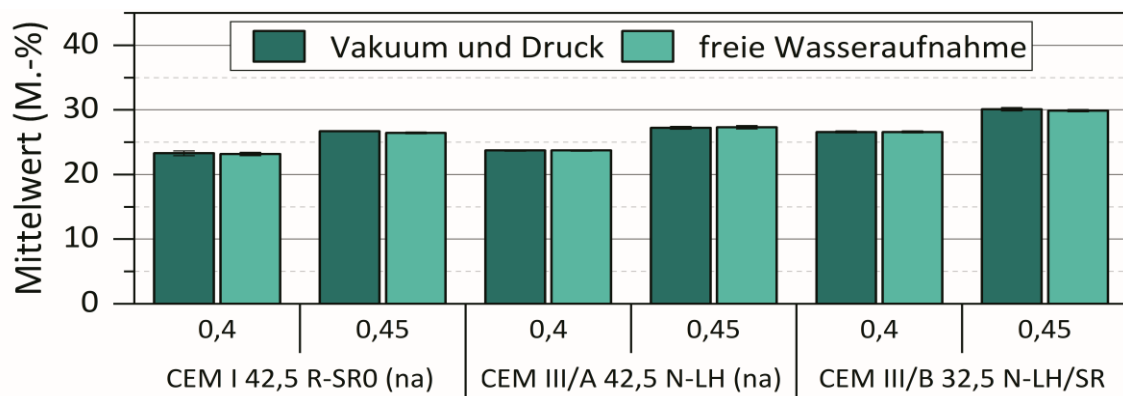


Abbildung 6.1: Vergleich der Porosität für unterschiedliche Untersuchungsmethoden der Wasseraufnahme an Zementsteinen mit w/z-Werten von 0,4 und 0,45 in einem Probenalter von 28 d (CEM I) bzw. 56 d (CEM III)

Für poröse Baustoffe ist das Verfahren zur Bestimmung des Feuchtegehaltes in DIN EN ISO 12570:2018-07 geregelt. Die Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck wurde an nach Herstellung permanent unter Leitungswasser gelagerten Proben ohne vorherige Trocknung bestimmt. Die Überdeckung betrug

mindestens 2 cm. Die Formatierung der Proben wurde nach mindestens sieben Tagen Erhärtung unter Wasser durchgeführt. Proben zementgebundener Baustoffe geotechnischer Elemente wurden in gleicher Weise gelagert. Ihre Formatierung erfolgte in einem fortgeschrittenen Probenalter. Die Konditionierung erfolgte standardmäßig nach DIN EN 196-1:2016-11 bei einer Umgebungstemperatur von $20 \pm 1 \text{ }^\circ\text{C}$. Für Versuche zur Untersuchung des Einflusses der Baugrundtemperatur wurden die Proben zusätzlich im Wasserbad bei einer Umgebungstemperatur von $10 \pm 1 \text{ }^\circ\text{C}$ gelagert.

Bei entsprechendem Prüfalter wurden die Proben aus dem Wasser entnommen und durch Abtupfen mit einem feuchten Tuch von anhaftendem Wasser befreit und anschließend mit einer Genauigkeit von 0,01 g gewogen, um ihr wassergesättigtes Gewicht m_w zu bestimmen. Die Trocknungstemperatur für mineralische Baustoffe wird häufig bei $105 \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$ angesetzt. Bei dieser Temperatur wird jedoch auch chemisch gebundenes Wasser ausgetrieben. Beispielsweise wird Ettringit bereits ab $70 \text{ }^\circ\text{C}$ (Gaber 1989, S. 30) und Calciumsilicathydrate partiell ab $50 \text{ }^\circ\text{C}$ verändert (Maultzsch 1988). Zudem können sich Mikrorisse bilden und Hydratphasen umwandeln (Rübner et al. 2001). Entsprechend werden die Proben im Rahmen dieser Arbeit nach DIN EN 13755:2008-08 bei $70 \pm 5 \text{ }^\circ\text{C}$ bis zur Massekonstanz getrocknet. Diese gilt als erreicht, wenn in einem Zeitraum von $24 \pm 2 \text{ h}$ die Differenz der Probenkörpermasse weniger als 0,1 % beträgt. Vor den Wägungen wurden die Proben im Exsikkator auf Raumtemperatur $20 \pm 5 \text{ }^\circ\text{C}$ abgekühlt. Über das so ermittelte Trockengewicht m_d lässt sich mithilfe der Gleichung (6-1) die massebezogene und mit Gleichung (6-2) die volumetrische Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck Φ_{WA} angeben.

$$\Phi_{WA} = \frac{m_w - m_d}{m_d} \cdot 100 \quad (6-1)$$

$$\Phi_{WA} = \frac{m_w - m_d}{m_d} \cdot \frac{\rho_d}{\rho_w} \cdot 100 \quad (6-2)$$

Φ_{WA}	Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck in (M.-%) bzw. (Vol.-%)
m_w	wassergesättigtes Gewicht in (g)
m_d	Trockengewicht in (g)
ρ_d	Trockenrohddichte in (g/cm^3)
ρ_w	temperaturabhängige Dichte des Wassers in (g/cm^3)

Die Trockenrohddichte ρ_d entspricht der Masse des Baustoffes bezogen auf sein Volumen einschließlich vorhandener Poren. Sie wird nach Gleichung (6-3) ermittelt. Das Volumen der Probe wurde an prismenförmigen Proben durch Ausmessen mithilfe eines Messschiebers mit einem Noniuswert von 0,1 mm bestimmt.

$$\rho_d = \frac{m_d}{V} \quad (6-3)$$

ρ_d	Trockenrohddichte in (g/cm^3)
m_d	Trockengewicht in (g)
V	Volumen der Probe in (cm^3)

Für Proben, die eine ungleichmäßige Abmessung hatten, wurde das Volumen in Anlehnung an DIN EN 12390-7:2021-01 mittels Unterwasserwägung bestimmt. Zur Durchführung wurden die wassergesättigten Proben in ein von Lufteinschlüssen befreites Tragesieb gelegt, welches mit einem Tragbügel an einer Waage mit Unterflurwägung befestigt war. Vor jeder Wägung wurde die Wassertemperatur mit

einer Genauigkeit von 0,1 °C zur Dichtebestimmung erfasst. Das mit dieser Methode ermittelte Probenvolumen ergibt sich nach Gleichung (6-4).

$$V = \frac{m_w - m_{uw}}{\rho_w} \quad (6-4)$$

V	Volumen der Probe in (cm ³)
m_w	wassergesättigtes Gewicht in (g)
m_{uw}	Unterwassergewicht im wassergesättigten Zustand in (g)
ρ_w	temperaturabhängige Dichte des Wassers in (g/cm ³)

6.1.1.2 Quecksilberdruckporosimetrie

Um die Porosität und Porengrößenverteilung poröser Materialien zu untersuchen, ist die Quecksilberdruckporosimetrie weit verbreitet. Da Quecksilber eine nicht benetzende Flüssigkeit ist, dringt es in poröse Stoffe nur unter Druck ein. Bei der Quecksilberdruckporosimetrie (*mercury intrusion porosimetry* – MIP) wird das eingepresste Volumen an Quecksilber in Abhängigkeit vom aufgebrachtten Druck gemessen. Unter Annahme zylindrischer Poren kann mithilfe der *Washburn*-Gleichung (6-5) über den angewandten Druck der zugehörige Porenradius bzw. -durchmesser ermittelt werden (Washburn 1921). Für Kontaktwinkel $\theta > 90^\circ$ wird die Washburn-Gleichung mit dem negativen Cosinus verwendet.

$$r = -\frac{2 \cdot \sigma \cdot \cos \theta}{p} \quad (6-5)$$

r	Porenradius in (m)
σ_{Hg}	Oberflächenspannung des Quecksilbers in (N/m)
θ	Kontaktwinkel in (°)
p	Einpressdruck in (N/m ²)

Grafisch lässt sich das kumulative Intrusionsvolumen des Quecksilbers über den logarithmisch aufgetragenen Porenradius darstellen. Die Ableitung dieser Volumensummenkurve nach dem Logarithmus des Porenradius ergibt die differentielle Porenradienverteilung (Gaber 1989, S. 4). Anhand dieser beiden Grafen können verschiedene Porositätskennwerte ermittelt werden.

Die differentielle Porenradienverteilung gibt die Häufigkeit der Porenradien am gesamten Porensystem wieder. Der kritische Porenradius r_{krit} ist entsprechend definiert als das Maximum der differentiellen Porenradienverteilung (El-Dieb und Hooton 1994; Ma 2014). An diesem Porenradius tritt die maximale Intrusion von Quecksilber in den Porenraum während einer Druckstufe auf (Moukwa 1990). Der kritische Porenradius gibt somit die Porenradien an, die den größten Anteil am Gesamtporenvolumen haben. Damit ist er eine Kenngröße der Durchgängigkeit poröser Stoffe (Aligizaki 2006, S. 73; Nyame und Illston 1980). Der Grenzporeradius r_{Gr} wird in der kumulativen Porenradienverteilung als der Punkt definiert, ab dem mit zunehmendem aufgebrachttem Druck eine starke Zunahme des Intrusionsvolumens erfolgt. Häufig wird der Grenzporeradius grafisch mithilfe der Tangentenmethode ermittelt (Liu und Winslow 1995). Jedoch ist diese Methode fehler- bzw. schwankungsanfällig (Ma 2014). Um eine einheitliche Quantifizierung des Grenzporeradius sicherzustellen, finden sich in der Literatur auch Schwellenwerte aus der kumulativen und differentiellen Porenradienverteilung anhand derer die Festlegung erfolgen kann. Nach Pipilikaki und Beazi-Katsioti (2009) ist r_{Gr} definiert als der Porenradius an dem 5 % des kumulativen Porenvolumens erreicht sind. Hårdtl (1995, S. 22) bestimmt den Grenzporeradius anhand der

differentiellen Porenradienverteilung bei einem Schwellenwert von $0,1 \text{ mL}/(\text{g} \cdot \mu\text{m})$. In dieser Arbeit wird der Grenzporeradius grafisch mit der Tangentenmethode bestimmt und zur Validierung die Methode nach Pipilikaki und Beazi-Katsioti angewendet. Nach Winslow und Diamond (1970) definiert der Grenzporeradius den kleinsten Porenradius, der in der Zementsteinmatrix geometrisch durchgängig ist. Damit kann über den Grenzporeradius auf den Widerstand des Baustoffes gegenüber eindringenden Stoffen geschlossen werden. Der Medianporeradius r_{med} entspricht dem Porenradius an dem 50 Vol.-% des Intrusionsvolumens an Quecksilber in die Probe eingepresst wurden. Er lässt sich eindeutig ermitteln und bietet daher eine Porenkenngröße, die eine gute Vergleichbarkeit verschiedener zementgebundener Baustoffe ermöglicht. Bei zementgebundenen Baustoffen nehmen die Medianporeradien mit dichterem Porengefüge ab.

Das Maximum der kumulativen Porenradienverteilung entspricht der mittels Quecksilberdruckporosimetrie intrudierbaren, offenen Porosität Φ_{Hg} , welches auch als maximales Intrusionsvolumen bezeichnet wird. Sie wird in der Literatur vereinzelt fälschlicherweise als Gesamtporosität angegeben (Berodier 2015, S. 425–426).

Die kumulative Porenradienverteilung ermöglicht es den Anteil am Porenvolumen bestimmter Porenradienbereiche zu bestimmen. In dieser Arbeit werden die Fraktionen der Kapillar- und Gelporen analysiert, da ihre jeweiligen Anteile für Stofftransportprozesse von entscheidender Bedeutung sind. Diese Porenradienbereiche lassen sich üblicherweise nicht scharf trennen (siehe Kapitel 2.1.4.2). Für Baustoffe wird der Kapillarporenbereich häufig für Poren definiert, deren Radien größer als 30 nm sind (Rübner et al. 2001; Rübner und Hoffmann 2006). Cui und Cahyadi (2001) geben 5 nm als Grenzzadius zwischen Gel- und Kapillarporen an. Die Definition des Gelporenbereiches ist mit den Eigenschaften der C-S-H-Phasen verknüpft, woraus verschieden Modellvorstellungen vom Aufbau des Zementsteines hergeleitet werden (siehe 2.1.4.4.). Basierend auf dem Zementsteinmodell nach Jennings und Tennis liegen C-S-H-Einheiten in verschiedenen Dichten vor. Diese C-S-H-Phasen bilden Grundeinheiten, die sich zu Agglomeraten zusammenschließen. Innerhalb der Einheiten und Agglomerate ergeben sich entsprechend unterschiedliche Porenräume (Jennings 2004). Die Grenze zwischen Gel- und Kapillarporen wurde in dieser Arbeit bei einem Porenradius von 10 nm festgelegt. Diese Definition deckt sich mit den Angaben von Halperin et al. (1994) und Jennings (2004) für den Porenraum zwischen C-S-H-Phasen. Der Gel- bzw. Kapillarporenanteil gibt den prozentualen Anteil des Intrusionsvolumens der Porenfraktion mit Radien $r < 10 \text{ nm}$ bzw. $r > 10 \text{ nm}$ an. Eine graphische Darstellung der in dieser Arbeit mittels Quecksilberdruckporosimetrie ermittelten Kennwerte findet sich in Abbildung 6.2.

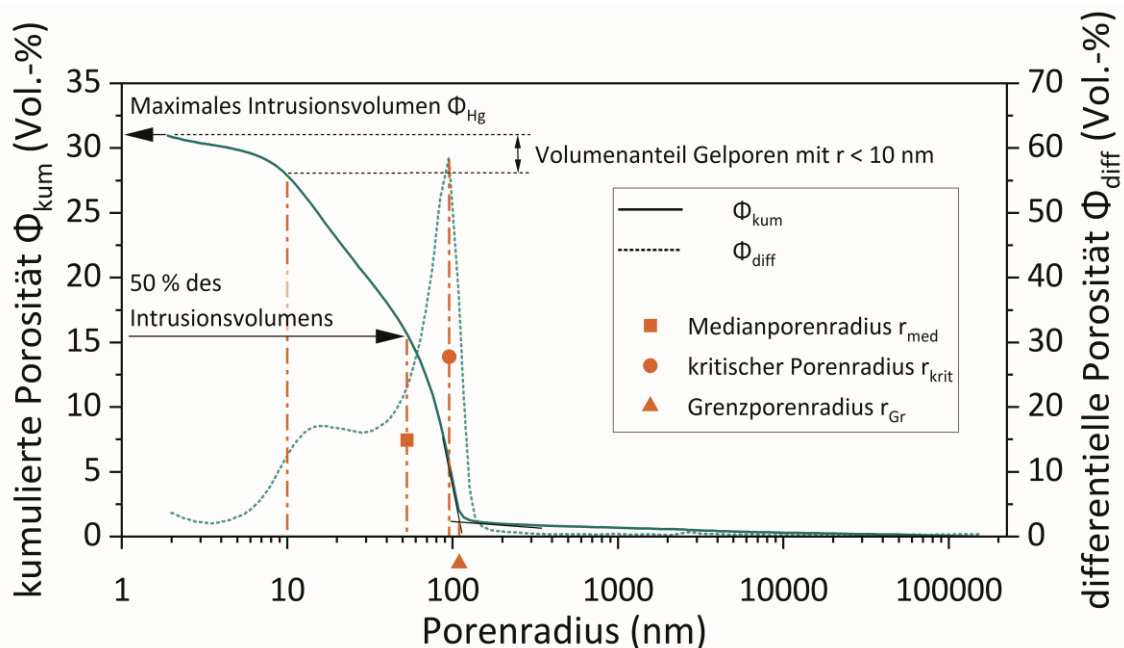


Abbildung 6.2: Exemplarische Darstellung der mittels Quecksilberdruckporosimetrie gemessenen Porenradienverteilung und der abgeleiteten Porositätskennwerte (Zementstein CEM I 42,5 R, w/z = 0,5, Alter 28 d)

Die Untersuchungen erfolgten in Anlehnung an DIN ISO 15901-1:2019-03 mit einem Gerät vom Typ Auto Pore III 9420 der Firma *Micromeritics* mit zugehöriger Software Auto Pore IV 9500. Die Messungen wurden in einem Druckbereich von 0,005–400 MPa durchgeführt. Dadurch können Porenradien zwischen 151,4 μm und 1,9 nm intrudiert werden. Die Oberflächenspannung des Quecksilbers wurde mit $\sigma_{\text{Hg}} = 0,485$ N/m angenommen (Berodier et al. 2016, S. 424; Bunke 1991, S. 39). Grundsätzlich hängt der Kontaktwinkel θ des Quecksilbers zwischen 117° und 150° angegeben (Cook und Hover 1991; Winslow und Diamond 1970). Dieser ist von der Porosität des Feststoffes, dessen Feuchtegehalt sowie von der Trocknungsart und reaktiven Zusatzstoffen abhängig (Rübner et al. 2001, S. 12; Shi und Winslow 1985; Winslow und Diamond 1970; Winslow und Lovell 1981). Innerhalb des Porensystems zementgebundener Baustoffe treten ebenfalls Effekte auf, die den Kontaktwinkel θ des Quecksilbers beeinflussen. So nimmt θ mit zunehmender Hydrationsdauer in Kapillarporen von 125° auf 135° zu. Ebenso führen höhere Porositäten zu höheren Kontaktwinkeln. (Kurdowski 2014, S. 312) Aufgrund des in Gleichung (6-5) aufgestellten Zusammenhangs zwischen aufgebrachtem Druck und Porenradius wird die Porenradienverteilung bei niedrigen Kontaktwinkeln entlang der Abszisse hin zu niedrigeren Porenradien verschoben, jedoch nicht in ihrem Verlauf verändert (Berodier et al. 2016, S. 428; Gaber 1989, S. 5; Ma 2014; Rübner et al. 2001, S. 13). Eine Modifikation des Kontaktwinkels führt im Vergleich zur exakten Abbildung der Porosität zu einem Fehler von 2-3 % je ° (Cook und Hover 1993; Ghahari et al. 2018). Um die Porenradienverteilung verschiedener zementgebundener Baustoffe vergleichen zu können, wurde in dieser Arbeit ein Kontaktwinkel θ von 141,3° angenommen. Dieser findet auch bei anderen Autoren Anwendung (Bunke 1991, S. 39; Gaber 1989, S. 6; Gluth 2011, S. 39; Goedeke 2018, S. 47; Härdtl 1995, S. 21; Scheydt 2013, S. 68). Durch die Wahl eines größeren Kontaktwinkels wird die Porenradienverteilung zementärer Systeme vergrößert und eine Fehlinterpretation aufgrund einer zu fein erscheinenden Porenstruktur entgegengewirkt.

Nach DIN ISO 15901-1:2019-03 wird bei der grafischen Darstellung das spezifische, auf die Probenmasse bezogene Intrusionsvolumen in mL/g auf der Ordinate in Abhängigkeit vom Porenradius dargestellt. Diese Darstellungsform ist gebräuchlich, erschwert durch die Einbeziehung der Probenmasse jedoch die Vergleichbarkeit von Messungen verschiedener zementgebundener Baustoffe mit variierenden Rohdichten. In dieser Arbeit wird die übliche Darstellung des Intrusionsvolumens modifiziert, indem sie mit der Rohdichte des gemessenen Stoffes multipliziert wird. Untersuchte Baustoffe, die nicht poröse Bestandteile wie Gesteinskörnung enthalten, werden als bindemittelangereicherte Probe gemessen. Das Gesamtporenvolumen wird – bei bekanntem Mischungsentwurf des zementgebundenen Baustoffes – dem Anteil des Zementsteins zugeordnet. Um zementgebundene Baustoffe mit unterschiedlichem Anteil an Gesteinskörnung vergleichen zu können, wird die Porosität von reinem Zementstein als Vergleichsbasis mit dem Volumenanteil des Zementsteins des betrachteten Betons oder Mörtels multipliziert.

Die Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zementsteinmatrix ist ein Bereich höherer Porositäten. Diese Zone hat eine Ausdehnung zwischen 15–60 μm (siehe 2.1.4.1). Die Größe der Zementpartikel aber auch der Gesteinskörnung beeinflussen die Dicke dieser Kontaktzone (Elsharief et al. 2003; Scrivener et al. 2004). In der Porenradienverteilung zeigt sich mit zunehmendem Volumen an Gesteinskörnung eine Verschiebung des Grenzporeradius hin zu größeren Radien sowie eine Zunahme des Porenvolumens im Bereich größerer Poren (Winslow et al. 1994). Der Graph des kumulativen Porenvolumens von Mörteln und Betonen ist durch einen flachen, stetigen Anstieg des Intrusionsvolumens gekennzeichnet, während in der dichten Zementsteinmatrix ein charakteristischer Wendepunkt bzw. Knick den Grenzporeradius indiziert. Ebenso ist die mittels Quecksilberdruckporosimetrie intrudierbare, offene Porosität Φ_{Hg} bei Mörteln und Betonen geringer (Cook und Hover 1993). Eine Möglichkeit zur angepassten Darstellung von Betonen ist in (Scheydt 2013, S. 69–71) beschrieben.

Die Analyseverfahren der Quecksilberdruckporosimetrie weist verfahrensbedingt Nachteile bzw. Besonderheiten auf, welche berücksichtigt werden müssen. So werden die Ergebnisse stark durch die Probenpräparation und Trocknungsmethode beeinflusst (Gallé 2001; Ma 2014; Rübner und Hoffmann 2006). Die Messung an mehreren, zerkleinerten Probenstücken resultiert in der Vergrößerung der Porenstruktur insbesondere im Bereich größerer Porenradien. Der Einfluss der Probenmasse ist hingegen nicht ausgeprägt. (Berodier et al. 2016, S. 430–431) Ein weiterer Nachteil liegt in der untersuchten Probenmenge, welche gerätebedingt sehr gering ist. Außerdem wird das komplexe Porensystem zementgebundener Baustoffe durch die idealisierte Annahme kreisrunder Poren nicht korrekt abgebildet. Verfahrensbedingt werden Porenräume über die größten Zugangsporen erschlossen, sodass Flaschenhalbsporen, deren innerer Porendurchmesser größer als der Durchmesser der Zugangspore ist, geringen Porenradien zugeordnet werden (Diamond 2000). Geschlossene oder blockierte Poren werden nicht erfasst, da das Quecksilber in diese Poren nicht eingepresst werden kann (Giesche 2006). Nach Diamond (2000) führt die Methode der Quecksilberdruckporosimetrie zu einer im Vergleich zur tatsächlichen Porenverteilung im Baustoff fehlerhaften Darstellung mit Porenradien, die kleiner als der Grenzporeradius sind.

Die Methode der Quecksilberdruckporosimetrie eignet sich jedoch trotz obiger Defizite bei konstantem Kontaktwinkel θ und konstanter Oberflächenspannung σ_{Hg} , um zementgebundene Baustoffe in einer breiten Spanne des Porenraumes zu vergleichen und ihre jeweilige Porenstruktur zu beschreiben. Die festgelegten Randbedingungen berücksichtigen die Nachteile der Messmethode, indem die dauerhaftigkeitsrelevanten Kenngrößen tendenziell in größere Porenradialbereichen zugeordnet werden, als sie im Baustoff in situ vorliegen.

Die Probentrocknung im Rahmen dieser Arbeit wurde wie in Abschnitt 6.1.1.1 bei $70 \pm 5 \text{ °C}$ bis zur Massekonstanz durchgeführt. Für die Messung wurden aus gesägten Proben mithilfe einer Beißzange Stücke mit maximalen Abmessungen von $10 \cdot 10 \cdot 20 \text{ mm}^3$ formatiert. Die Probenmasse lag zwischen 1 und 3 g.

Zwischen mechanischen und physikalischen Eigenschaften zementgebundener Baustoffe und Parametern, die mithilfe der Quecksilberdruckporosimetrie ermittelt wurden, bestehen Zusammenhänge und existieren Modelle zur Beschreibung. Unter anderem können die Druckfestigkeit (Kumar und Bhattacharjee 2003; Odler und Rößler 1985; Rößler und Odler 1985), das Diffusionsvermögen (Pradhan et al. 2005; Tumidajski 2005), die Durchlässigkeit (Liu und Winslow 1995; Sakai 2020) und der Widerstand gegenüber Frost (Rübner und Hoffmann 2006) anhand von Porositätskennwerten abgeschätzt und bewertet werden.

6.1.2 Phasenanalytische Untersuchungen

6.1.2.1 Thermoanalytik

Die thermogravimetrische Analyse (TGA) erfasst temperaturabhängige Masseänderungen einer Probe quantitativ. Mithilfe der Differenz-Thermoanalyse (DTA) werden Temperaturunterschiede zwischen einer inerten Referenzprobe und einer Messprobe erfasst. Treten thermische Zersetzungsreaktionen in charakteristischen Temperaturbereichen auf, so kann mittels DTA auf exotherme oder endotherme Reaktionen geschlossen werden. Anhand der Masseverluste, die auf die Abgabe von Wasser und Kohlendioxid bestimmter chemischer Verbindungen zurückzuführen sind, kann auf den Masseanteil in der Messprobe geschlossen werden. (Schmidt-Döhl 2013, S. 203–204)

Die Verfahren zur thermischen Analyse sind für die TGA in DIN 51006:2005-07 und die DTA in DIN 51007:2019-04 geregelt. Weitere Informationen zur Anwendung der TGA/DTA bei zementgebundenen Baustoffen finden sich in Lothenbach et al. (2016).

Die thermogravimetrischen Untersuchungen in dieser Arbeit wurden mit dem Gerät DTA/TGA STA 449 C mit zugehörigem Controller TASC 414/3 A der Firma *Netzsch* unter Verwendung der Software *Proteus* durchgeführt. Anhand der quantitativ erfassten Masseänderungen wurde in dieser Arbeit das chemisch gebundene Wasser und der Calciumhydroxidgehalt von zementgebundenen Baustoffen bestimmt. Bei einer Heizrate von $10 \text{ °K} \cdot \text{min}^{-1}$ wurde eine vorgetrocknete und in einem Achatmörser rückstandslos auf $< 90 \text{ }\mu\text{m}$ gemahlene Probe mit einer inerten Vergleichsprobe aus Aluminiumoxid verglichen. Die Messung fanden unter definierter Atmosphäre mit Argon als Inertgas statt. Portlandzemente werden in einem Temperaturbereich bis 1100 °C und Hochofenzemente bis 850 °C gemessen (Kiebusch 2007, S. 136). Ab einer Temperatur von 700 °C können Proben aus Hochofenzementstein Gewichtszunahmen aufweisen, welche auf die Oxidation der im Hüttensand enthaltenen Sulfid-Ionen zurückzuführen sind (Lothenbach et al. 2016, S. 201). Vor dem Mahlen der Probe aus Zementstein wurde an Bruchstücken mithilfe des Indikators Phenolphthalein eine Carbonatisierung überprüft. Für Proben, bei denen eine Carbonatisierung während der Lagerung und Präparation nicht ausgeschlossen werden kann, wird zusätzlich die Abspaltung von Kohlendioxid aus vorhandenen Calciumcarbonaten bzw. die bei der Carbonatisierung von Calciumhydroxid freigesetzte Wassermenge berücksichtigt. Das Stoppen der Hydratation kann grundsätzlich auf verschiedene Weise erfolgen (Zhang und Scherer 2011). Im Rahmen dieser Arbeit erfolgte dieser Schritt durch Ofentrocknung des aufgemahlten Pulvers bei 105 °C über Kieselgel für 2 h. Das Zementsteinpulver wurde bis zur Messung in luftdicht verschlossenen Schnappdeckelgläsern in einem Exsikkator mit Kieselgel und Natriumhydroxid auf Träger gelagert, um eine erneute Wasseraufnahme und Carbonatisierung zu

vermeiden. Die Wiederholpräzision wurde an einzelnen Proben jeder durchgeführten Prüferie durch Doppelbestimmung überprüft.

In Tabelle 6.1 sind Temperaturbereiche für auftretende Zersetzungsreaktionen relevanter Phasen des Zementsteines aufgeführt. Die unterschiedlichen Hydratphasen des Zementsteines beginnen ab ca. 50 °C zu entwässern. Dabei überlagern sich die Entwässerungsreaktionen der C-S-H-, AFm- und AFt-Phasen sowie des Calciumhydroxides (Lothenbach et al. 2016, S. 189–194; Valenti und Cioffi 1985). Die Entwässerung des Calciumhydroxids kann auf den Temperaturbereich zwischen 400 °C und 510 °C begrenzt werden. Der Gehalt an Calciumhydroxid wird im Rahmen dieser Arbeit mittels Tangentenverfahren nach *Marsh* gemäß Gleichung (6-6) ermittelt (Marsh 1984, S. 67–69).

$$CH = \frac{4,113 \cdot \Delta m_{Ca(OH)_2}}{GB} \quad (6-6)$$

<i>CH</i>	Gehalt an Calciumhydroxid in (Gew.-%)
$\Delta m_{Ca(OH)_2}$	Gewichtsverlust infolge der Entwässerung von $Ca(OH)_2$ bestimmt nach <i>Marsh</i> in (Gew.-%)
<i>GB</i>	Glühbeständiges in (Gew.-%)

Ab etwa 600 °C wird CO_2 von Calciumcarbonat abgespalten. Durch die Carbonatisierung von Calciumhydroxid wird Wasser freigesetzt. Um dieses bei der Ermittlung der chemisch gebundenen Wassermenge zu berücksichtigen, wird der stöchiometrische Zusammenhang zwischen dem Glühverlust infolge der CO_2 -Freisetzung Δm_{CO_2} zwischen 600 und 850 °C nach Gleichung (6-7) berücksichtigt (Loukili et al. 1996).

$$\Delta m_{H_2O,carb} = \frac{18}{44} \Delta m_{CO_2} \quad (6-7)$$

$\Delta m_{H_2O,carb}$	freigesetzte Wassermenge infolge der Carbonatisierung von $Ca(OH)_2$ in (Gew.-%)
Δm_{CO_2}	Gewichtsverlust infolge CO_2 -Freisetzung zwischen 600 und 850 °C in (Gew.-%)

Tabelle 6.1: Temperaturbereiche der Zersetzungsreaktionen vom Hydratphasen in Zementstein nach verschiedenen Autoren

Zersetzungsreaktion	Temperaturbereich in (°C)					
	(Maultzsch 1988)	(Tsvilils et al. 1998)	(Vedalakshmi et al. 2003)	(Gätje 2003, S. 36)	(Alarcon-Ruiz et al. 2005)	(Lothenbach et al. 2016, S. 189–197)
C-S-H (partiell)	50–250	100–300	100–300	100–400	100–200	50–300
C-S-H	600–750	-	-	500–750	-	300–800
Calciumhydroxid	450–480	400–500	450–510	400–500	450–500	400–500
Calciumcarbonat	700–900	600–800	> 700	> 700	> 750	> 600
AFt-Phase	-	-	-	-	-	50–400
AFm-Phase	-	-	-	-	-	60–600

6.1.2.2 Röntgenfluoreszenzanalyse

Mithilfe der Röntgenfluoreszenzanalyse (RFA) können Elemente in einer Probe qualitativ und quantitativ bestimmt werden. Bei diesem Verfahren wird das zu untersuchende Material mit einer Röntgenquelle bestrahlt. Dadurch werden Elektronenübergänge erzeugt bei denen elementspezifische Röntgenfluoreszenzstrahlung freigesetzt wird. Über die charakteristische Energie der Elemente werden Peaks erzeugt anhand derer die Zusammensetzung qualitativ bestimmt werden kann. Die Intensität dieser Peaks werden für die Bestimmung der quantitativen Elementzusammensetzung genutzt (Schmidt-Döhl 2013, S. 163). Abhängig vom Messgerät sind auch orts aufgelöste Analysen der Elementverteilung möglich. Das Messverfahren kann dazu genutzt werden Korrosionstiefen durch orts aufgelöste Analyse der chemischen Zusammensetzung zu ermitteln. Bei der Auswertung der Intensitätskurven sind systembedingte Peaks zu berücksichtigen. Die Zusammensetzung der Probe beeinflusst durch Matrixeffekte der umgebenden Elemente die Intensität der elementspezifischen Röntgenfluoreszenzstrahlung (Schmidt-Döhl 2013, S. 165). Für weiterführende Informationen zum Messprinzip sei auf Fachliteratur hingewiesen (Beckhoff et al. 2006; Hahn-Weinheimer et al. 1995).

In dieser Arbeit werden Röntgenfluoreszenzanalysen mit dem energiedispersiven Gerät XGT 7200 der Firma *Horiba* mit zugehöriger Software XGT 7000 durchgeführt. Dieses Gerät verfügt über eine 1,2 mm und ein 10 μm Kapillaroptik sowie die Möglichkeit orts aufgelöste Analysen durchzuführen. Durch Variation der Röhrenspannung bzw. des Röhrenstroms, der Mess- und Prozesszeit sowie dem Einsatz von Filtern, können die Messbedingungen angepasst werden, um zielgerichtet chemische Elemente zu detektieren. Die Messungen wurden an möglichst planparallel zugesägten Proben bzw. an Presslingen von Pulverproben durchgeführt. Je nach Zusammensetzung des zementgebundenen Baustoffes ist die Größe des Messfeldes an eventuell vorhandene Gesteinskörnung oder an die Einflusstiefe des chemischen Angriffes anzupassen.

6.1.2.3 Lichtmikroskopie

Mithilfe der Lichtmikroskopie können Objekte und Strukturen hinsichtlich ihrer morphologischen und optischen Eigenschaften untersucht werden. Die Untersuchungen geben einen Einblick in den Gefügebau und auch die Phasenzusammensetzung. Analysierbare Proben lassen sich in Anschnitte bzw. Anschliffe und Dünnschliffe unterteilen. Der erfassbare Größenbereich der Lichtmikroskopie liegt zwischen 10^{-6} und 10^{-3} m (Gräf und Bonzel 1990).

Eine Erweiterung der Lichtmikroskopie stellt die Polarisationsmikroskopie dar, bei der ein Polarisationsfilter zwischen Lichtquelle und Objektisch angeordnet ist. Dieser Polarisator bewirkt, dass das Licht linear polarisiert wird und seine elektromagnetischen Wellen senkrecht zur Ausbreitungsrichtung in einer Ebene schwingen. An Dünnschliffen können im Durchlicht verschiedene optische Bestimmungsmerkmale herangezogen werden, um Minerale und Phasen zu identifizieren. Hierzu zählt neben der Farbe auch die optischen Eigenschaften der Medien. Die optischen Eigenschaften lassen sich mithilfe der Richtungsab- oder unabhängigkeit bei der Lichtabsorption im polarisierten Licht definieren. Bei optisch anisotropen Stoffen findet beim Drehen des Objektisches ein Wechsel der Farbintensität und Farbe statt (Pleochroismus) (Raith et al. 2011, S. 69). Am Polarisationsmikroskop kann zusätzlich ein Analysator zwischen Objekt und Okular eingeschaltet werden. Die Schwingungsebene dieses Analysators liegt senkrecht zu der des Polarisators. Bei gekreuzten Polarisatoren wird das gesamte durchdringende Licht blockiert. Ein optisch isotroper Stoff erscheint bei eingeschaltetem Analysator schwarz, da das durchfallende Licht nur gebrochen wird (Schmidt-Döhl 2013, S. 189). Bei optisch anisotropen Phasen breitet sich das Durchlicht bei gekreuzten Polarisatoren in zwei senkrecht zueinander liegenden Wellen mit unterschiedlichen

Geschwindigkeiten aus (Raith et al. 2011, S. 79). Durch die unterschiedlichen Brechungsindizes ergibt sich die sogenannte Doppelbrechung. Durch den Gangunterschied doppelbrechender Phasen kommt es zu Interferenz, die sich konstruktiv in charakteristischen Interferenzfarben oder destruktiv durch Auslöschung der Phase zeigt. (Schmidt-Döhl 2013, S. 189–190) Durch die Verwendung eines Kompensator-Plättchens, welches unterhalb des Analysators eingeschoben wird, wird das einfallende polarisierte Licht gebremst bzw. um den Gangunterschied des Kompensator-Plättchens verschoben (Raith et al. 2011, S. 104). Weitere optische Bestimmungsmerkmale können anhand der Lichtbrechung ermittelt werden (Raith et al. 2011, S. 76–78).

Die Untersuchungen an Dünnschliffen in dieser Arbeit wurden mit einem Durchlicht-Polarisationsmikroskop DM 2500P der Firma *Leica* durchgeführt, welches über ein $\lambda/2$ -Plättchen aus Gips verfügt. Die zu präparierenden Proben wurden zuvor unter Verwendung von Wasser gesägt und unmittelbar im Anschluss luftdicht in Probenbeuteln verpackt. Die Herstellung abgedeckter und auf 30 μm abgeschliffener Dünnschliffe erfolgte bei externen Dienstleistern. Für die Darstellung von lichtmikroskopischen Aufnahmen an Dünnschliffen im Durchlicht werden die folgenden Abkürzungen verwendet: ppt (*plane-polarized transmitted*) für linear polarisiertes Durchlicht und xpt (*cross-polarized transmitted*) für linear polarisiertes Durchlicht bei gekreuzten Polarisatoren. Anschnitte bzw. Schnittflächen zementgebundener Baustoffe wurden mit einem Digitalmikroskop DNT DigiMicro der Firma *dnt* untersucht, welches 10 bis 200-fache Vergrößerungen ermöglicht.

Bei der Herstellung von Dünnschliffen können Veränderungen der zu untersuchenden Proben auftreten. Diese umfassen beispielsweise (Nach-) Hydratation oder Ausspülen von Phasen durch Wasserzutritt beim Sägen, mineralogische Veränderungen durch Überhitzen und Schwindrisse durch Austrocknung oder Ofentrocknung infolge der Imprägnierung mit dem Einbettharz (Ingham 2013, S. 18). Für weiterführende Informationen zur Mikroskopie zementgebundener Baustoffe sei auf Fachliteratur hingewiesen (Ingham 2013; Saint John et al. 1998).

6.1.3 Festigkeitsuntersuchungen

6.1.3.1 Biegezug- und Druckfestigkeit

Die Biegezug- und Druckfestigkeit wurde in Anlehnung an DIN EN 196-1:2016-11 an Prismen aus Zementstein im Alter von 28 d und 56 d geprüft. Die verwendete Prüfmaschine war eine Toni Comp III der Firma *Toni Technik*. Die Biegezugfestigkeit f_f berechnet sich aus der gemessenen Bruchlast des Drei-Punkt-Lastversuches nach Gleichung (6-8). Die geprüfte Biegezugfestigkeit entspricht der maximal aufnehmbaren Spannung am Rand des Prüfkörpers, der eine Überlagerung von Zug- und Druckspannungen zugrunde liegt (Schmidt-Döhl 2013, S. 109).

$$f_f = \frac{1,5 \cdot F_f \cdot l}{b^3} \quad (6-8)$$

f_f	Biegezugfestigkeit in (N/mm ²)
F_f	Bruchlast in (N)
l	Abstand zwischen den Tragrollen des Versuchsstandes in (mm)
b	Seitenlänge des Prismenquerschnittes in (mm)

Die Druckfestigkeit wurde an den mittels Biegezugprüfung halbierten Prismenhälften bestimmt. Sie berechnet sich nach Gleichung (6-9). Die Festigkeit kann als indirekter Indikator für die Porosität eines Baustoffes dienen. So hängt die Festigkeit von Zementstein von seiner Porosität und im Speziellen von seiner Kapillarporen ab (Odler und Rößler 1985). Gefügestörungen und Eigenspannungen haben besonders auf die Biegezugfestigkeit von Zementstein einen erheblichen Einfluss. (Stark und Wicht 2000, S. 262).

$$f_c = \frac{F_c}{1600} \quad (6-9)$$

f_c Druckfestigkeit in (N/mm²)
 F_c Bruchlast in (N)

6.1.3.2 Härteprüfung

Härte beschreibt den mechanischen Widerstand, den ein Werkstoff gegenüber dem Eindringen eines anderen Körpers entgegensetzt. Die Härte kann auf verschiedene Arten ermittelt werden. Gängige Verfahren sind die Vickers- und Martenshärte. Das Schema zur Ermittlung des Härtewertes kann Abbildung 6.3 entnommen werden. Ein Eindringkörper dringt durch die aufgebrachte Kraft $F_{Härte}$ mit einer Eindringtiefe h in ein Material ein. Der Härtewert ergibt sich aus dem Quotienten der aufgebrachten Kraft $F_{Härte}$ zur infolge der Penetration des Materials eingedrückten Fläche $A_{Härte}$. Es können verschiedene Formen von Eindringkörpern, wie beispielsweise Pyramiden, Verwendung finden.

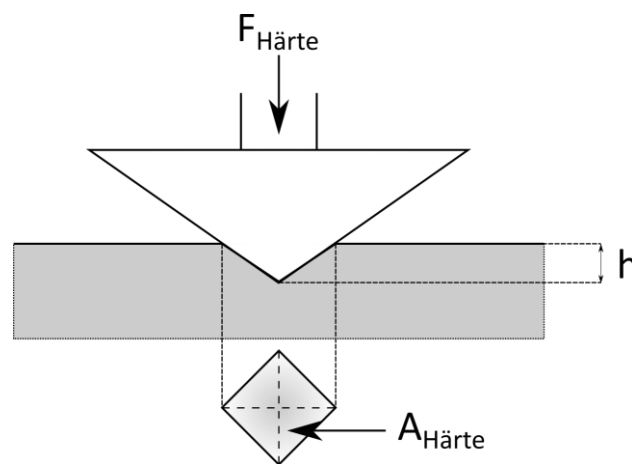


Abbildung 6.3: Schematische Darstellung der Mikrohärtprüfung mit einem quadratischen, pyramidenförmigen Eindringkörper

Härteprüfungen können z. B. anhand der aufgebrachten Prüflasten in unterschiedliche Bereiche klassifiziert werden (Kadlecek und Dohnalek 1982a). Allerdings werden diese Bereiche bei zementgebundenen Baustoffen in der Literatur oftmals nicht einheitlich verwendet. Nach DIN EN ISO 14577-1:2015-11 werden die folgenden Bereiche anhand der aufgebrachten Prüfkraft $F_{Härte}$ und der bei wirkender Prüfkraft erzielbaren Eindringtiefe h unterschieden:

- Makrobereich $2 \text{ N} \leq F_{\text{Härte}} \leq 30\,000 \text{ N}$
- Mikrobereich $2 \text{ N} < F_{\text{Härte}}$ und $h > 0,2 \mu\text{m}$
- Nanobereich $h \leq 0,2 \mu\text{m}$

Die Auswertung der Härtewerte kann zum einen mikroskopisch über das Ausmessen der Eindrucksfläche oder mathematisch anhand der Geometrie des verwendeten Eindringkörpers und der Kraft-Eindringtiefe-Kurve erfolgen. Die Härteprüfung an zementgebundenen Baustoffen ist komplex und anfällig für Streuungen. Diese treten aufgrund der Heterogenität von Mörteln und Betonen, dem Einfluss des Feuchtegehalts der Probe und der Oberflächenrauheit bzw. Art der Probenpräparation auf (Kadlecek und Dohnalek 1982a; Miller et al. 2008; Stehno 1975). Grundsätzlich korreliert die Härte mit dem w/z-Wert und der Druckfestigkeit zementgebundener Baustoffe (Kadlecek und Dohnalek 1982a; Skarabis 2020, S. 40–42). Die Methode ermöglicht die Quantifizierung mechanischer Eigenschaften einzelner Phasen und Komponenten zementgebundener Baustoffe bis hin zur Nanoskala. Eine Übersicht über Härtewerte verschiedener wichtiger Phasen des Zementsteines sind in Tabelle 6.2 aufgeführt. Zu beachten ist, dass diese Werte unter bestimmten Prüfbedingungen erfasst wurden und entsprechend dieser zu bewerten sind. Die Ermittlung der Härtewerte erfolgte mithilfe der Martenshärte. Die Prüfung der Härte zementgebundener Baustoffe kann zur Bewertung des Abrasionswiderstandes oder zur Quantifizierung der mechanischen Schädigungstiefe infolge eines chemischen Angriffes genutzt werden (Chen et al. 2022b; Xiong et al. 2016).

Tabelle 6.2: Übersicht über Härtewerte verschiedener Klinker- und Hydratphasen aus der Literatur (Acker 2004; Chen et al. 2010; Han et al. 2012; Hu und Li 2014; Velez et al. 2001; Zhang et al. 2022)

Klinker- und Hydratphasen	Härte in (N/mm ²)	$F_{\text{Härte}}$ in (N)	h in (nm)
C_3S	8 700	0,047	521
C_2S	8 000	0,046	551
C_3A	10 800	0,051	509
C_4AF	9 500	0,014	324
Hüttensand	3 000	-	2000
C-S-H	450–1 140	- / 0,002	2000 / -
Calciumhydroxid	1 350	-	-
Zementstein	1 000	0,002	-
(Portland-) Zementstein, carbonatisiert	2 060	0,002	-

Im Rahmen dieser Arbeit wurden Einfluss- bzw. Schädigungstiefen an Zementsteinen infolge der Exposition in kalkaggressiver Kohlensäure mithilfe der Mikroindentation ermittelt. Die Messungen wurden extern am Centrum Baustoffe und Materialprüfung (cbm) der Technischen Universität München (TUM) mit einem Prüfgerät der Firma *Nanovea* durchgeführt. Das Gerät verfügt über eine Mikroskop- und Härteprüfeinheit sowie zugehöriger Prüf- und Auswertesoftware auf einem angeschlossenen Rechner. Die Auswertung wurde an Kraft-Eindringtiefe-Datensätzen durchgeführt.

Für die Messungen wurden gesägte, in Epoxidharz versiegelte Scheiben von Prüfkörpern, welche zuvor bei 20 °C und 65 % relativer Luftfeuchte konditioniert wurden, verwendet. Informationen zur Prüfprozedur sind in Skarabis (2020, S. 33) zu finden. Für die Auswertung wird die Martenshärte HM nach DIN EN ISO 14577-1:2015-11, Anhang A herangezogen. Sie wird anhand von Daten der Kraft-Eindringtiefe-Kurve unter der wirkenden Prüflast ermittelt und enthält sowohl die plastische als auch elastische

Verformung des geprüften Materials. Mithilfe von Tastversuchen wurden die in Tabelle 6.3 aufgeführten Prüfrandbedingungen festgelegt. Entsprechend oben genannter Definition wurden Mikrohärtprüfungen durchgeführt.

Tabelle 6.3: Verwendete Prüfeinstellung zur Bestimmung der Martenshärte

Bezeichnung	Wert
Anfahrsgeschwindigkeit	15 $\mu\text{m/s}$
Kontaktkraft	100 mN
Maximallast	1 N
Kriechzeit	5 s
Be- und Entlastungsrate	6 N/min
Eindringkörper	Vickers
Messraster	12 Messpunkte im Abstand von 125 bzw. 250 μm
Anzahl Messreihen je Probe	2

6.1.4 Weitere Untersuchungsmethoden

6.1.4.1 Dehnungsmessung

Das Quellen wurde in Anlehnung an DIN EN 12617-4:2002-08 an prismatischen Proben aus Zementstein bestimmt. Zur Messung der Dehnung wurden Messzapfen des Typs 2 mit vorstehendem Ende verwendet und in der Prismenform so eingebaut, dass für alle Proben ein Überstand der Messzapfen von 7 mm sichergestellt wurde. Je Prüferie wurden drei Prüfkörper hergestellt. Gegenstand der Prüfung waren Zementsteine aus Portland- (CEM I) und Hochofenzement (CEM III/B), deren chemische und mineralogische Zusammensetzung in Tabelle A 8.1 gegeben ist. Eine Übersicht über den Prüfumfang ist in Tabelle 6.4 gegeben. Die Proben wurden in Anlehnung an DIN EN 196-1:2016-11 hergestellt. Die Prüferien mit einem w/z-Wert von 0,3 wurden auf dem Rütteltisch verdichtet. Die Prüferien mit einem w/z-Wert von 0,5 wurden aufgrund der guten Fließeigenschaften der Suspension komplett in die Prismenform gefüllt und nicht verdichtet. Die Prismenformen wurden entsprechend der Temperatur der Prüferie mindestens 24 h vorkonditioniert. Nach Herstellung der Prismen wurden diese für 24 h im Klimaschrank bzw. im Kühlschrank bei 20 bzw. 10 °C gelagert.

Tabelle 6.4: Übersicht über den Prüfumfang zur Ermittlung der Dehnung von Portland- und Hochofenzementsteinen bei Temperaturen von 10 und 20 °C

Zementart	w/z in (-)	Temperatur der Wasserlagerung in (°C)	
CEM I	0,3	10	20
	0,5		
CEM III/B	0,3	10	20
	0,5		

Für die Messungen der Längenänderung wurde eine Messuhr der Firma *Käfer* mit einer Genauigkeit von 0,001 mm verwendet. Die Referenzmessung R_0 wurde an einem Kalibrierstab aus Holz durchgeführt. Die Prüfkörper wurden gekennzeichnet, um eine identische Lage bei jeder weiteren Messung sicherzustellen.

Nach dem Ausschalen wurde eine Anfangsablesung L_0 durchgeführt und die Proben im Anschluss im Wasserbad mit einer Überdeckung von mindestens 2 cm gelagert. Für die Folgeablesungen wurden die Probekörper zum Prüfzeitpunkt aus dem Wasserbad entnommen und von anhaftendem Wasser durch Abtupfen befreit. Nach Reinigung der Messzapfen erfolgte die Ablesung der Messlänge L_t nach 25 s. Im Anschluss wurden die Proben wieder im Wasserbad platziert, sodass die Exposition an Luft je Prüfkörper < 60 s war. Vor den Messungen einer Prüferie wurde eine Referenzmessung R_t mit dem Kalibrierstab erfasst, um Einflüsse der Umgebungsbedingungen zu erfassen. Die Dehnungen wurden nach Gleichung (6-10) berechnet und auf 0,01 mm/m angegeben. Als Prüfzeitpunkte wurden 1, 3, 7, 14, 28 und 56 Tage festgelegt. Für die Versuchsreihe CEM I mit einem w/z-Wert von 0,5 und einer Temperatur der Wasserlagerung von 20 °C wurden zusätzlich noch nach 2, 6, 8 und 20 Tagen Dehnungen erfasst.

$$D = \frac{\Delta L \cdot 1000}{L_g} \quad (6-10)$$

D	Dehnung in (mm/m)
ΔL	Längenänderung bezogen auf die Anfangslänge in (mm) $= L_t - L_0 - (R_t - R_0)$
L_g	Messlänge zum Prüfzeitpunkt t in (mm) $= L_t - (R_t - R_0)$
L_t	Ablesung zum Prüfzeitpunkt t in (mm)
L_0	Anfangsablesung in (mm)
R_t	Referenzmessung am Kalibrierstab zum Prüfzeitpunkt t in (mm)
R_0	Anfangsreferenzmessung am Kalibrierstab in (mm)

6.1.4.2 Masseverlust durch lösenden chemischen Angriff

Für lösende Angriffsszenarien ist die Erfassung des auftretenden Masseverlustes eine einfache und gängige Methode, um den Schädigungsfortschritt indirekt zu erfassen. Im Rahmen dieser Arbeit wurden Einlagerungsversuche in kalklösender Kohlensäure durchgeführt. Zu entsprechenden Prüf- bzw. Auslagerungszeitpunkten wurden die Proben auf 0,01 g gewogen. Für die Erfassung des Masseverlustes wurden die Proben vorsichtig am zur Probenidentifikation angebrachten Kabelbinder aus der Lagerungslösung entnommen und anhaftendes Wasser durch Abtropfen und Abtupfen mit einem feuchten Tuch entfernt. Je Prüfzeitpunkt wurden mindestens zwei Proben gewogen. Gegebenenfalls auf der Waage verbliebenes Restwasser wurde vom Probengewicht subtrahiert. Über die Differenz zwischen der Masse zu Beginn der Einlagerung und zum Zeitpunkt t der Auslagerung, kann der relative Masseverlust bezogen auf die Masse zum Einlagerungsbeginn gemäß Gleichung (6-11) ermittelt werden. Für die Ergebnisdarstellung wird der Mittelwert angegeben.

$$\Delta m_t = \frac{m_0 - m_t}{m_0} \cdot 100 \quad (6-11)$$

Δm_t	Masseverlust zum Zeitpunkt t in (Gew.-%)
m_0	Masse der Probe zum Zeitpunkt der Einlagerung in (g)
m_t	Masse der Probe zum Zeitpunkt t in (g)

Ballim und Alexander (1990) weisen darauf hin, dass die beobachtete Gewichtsänderung beim Angriff

kalkaggressiver Kohlensäure kein hinreichendes Untersuchungskriterium ist, sondern in Kombination mit zusätzlichen Methoden angewendet werden sollte.

6.1.4.3 Elektronenmikroskopie

Die Elektronenmikroskopie ermöglicht die Untersuchung der Nano- und Mikrostruktur zementgebundener Baustoffe mit einer sehr hohen Auflösung im Nanometerbereich. Es gibt verschiedene Elektronenmikroskope, die maßgeblich anhand der Signalverarbeitung und Bildgebung unterschieden werden. Des Weiteren entsteht durch die Wechselwirkung des Elektronenstrahls mit der Probe eine charakteristische Röntgenstrahlung, welche zur Elementanalyse genutzt werden kann. Grundlagen und weitere Informationen zur sicheren und zielführenden Anwendung bei der Untersuchung zementgebundener Baustoffe mithilfe der Elektronenmikroskopie sind in (Scrivener et al. 2016) zu finden.

Die Messungen wurden von der Betriebseinheit Elektronenmikroskopie der TUHH mit dem Gerät Supra 55 VP der Firma *Zeiss* mit energie- und wellenlängendispersivem Röntgendetektor sowie dem Gerät Helios NanoLab G3 der Firma *FEI* mit verschiedenen Detektoren für Sekundär- und rückgestreute Elektronen sowie energiedispersivem Röntgendetektor durchgeführt. Die Untersuchungen wurden an Bruchstücken von Verpresskörpern aus Portlandzementstein durchgeführt. Diese wurden zuvor für 6 Tage bei 20° C im Vakuum-Trockenschrank getrocknet und im Anschluss mit Kohlenstoff bedampft, um eine elektrische Aufladung der Probe zu vermeiden. Für die Bruchflächenanalyse wurden Sekundärelektronenaufnahmen genutzt.

6.1.4.4 Bestimmung des pH-Wertes und der Hydroxidionenkonzentration

Um die Zusammensetzung des infolge Filtration ausgepressten Anmachwassers zu bestimmen, wurde der pH-Wert des Filtratwassers gemessen. Für die Messung des pH-Wertes wurde ein pH-Meter des Typs CG840 der Firma *Schott* verwendet, welcher vor den Messungen mittels Kaliumhydroxid-Lösung kalibriert wurde. Das Filtratwasser wurde vor den Messungen auf 20 °C temperiert. Anhand des gemessenen pH-Wertes der unverdünnten Probe wurde vereinfacht die Hydroxidionenkonzentration ermittelt. Dieses Vorgehen wird beispielsweise von Lothenbach und Winnefeld (2006) beschrieben. Zu beachten ist, dass diese Messmethodik die Aktivität der Wasserstoffionen erfasst und daraus abgeleitete Konzentrationen eine Näherung darstellen. Der rechnerische Zusammenhang ist in Gleichung (6-12) und (6-13) gegeben. Das Ionenprodukt des Wassers K_w bzw. sein negativ dekadischer Logarithmus haben für 25 °C den Wert $10^{-14} \text{ mol}^2/\text{L}^2$ bzw. 14. Entsprechend kann aus den gemessenen pH-Werten über das Ionenprodukt des Wassers der pOH-Wert berechnet werden (siehe Gleichung (6-14)). Aus diesem lässt sich per Definition gemäß Gleichung (6-15) die Hydroxidionenkonzentration errechnen. Da das Ionenprodukt des Wassers K_w temperaturabhängig ist, erfolgt seine Umrechnung auf die Temperatur der pH-Wert-Messung nach DIN 38404-10:2012-12.

$$K_w = c(\text{H}_3\text{O}^+) \cdot c(\text{OH}^-) = 10^{-14} \text{ mol}^2/\text{L}^2 \quad (6-12)$$

$$pK_w = pH + pOH = 14 \quad (6-13)$$

$$pOH = pK_w - pH \quad (6-14)$$

$$pOH = -\lg(c(\text{OH}^-)) \quad (6-15)$$

$c(\text{H}_3\text{O}^+)$	Stoffmengenkonzentration an Hydroniumionen in (mol/L)
$c(\text{OH}^-)$	Stoffmengenkonzentration an Hydroxidionen in (mol/L)
K_w	temperaturabhängiges Ionenprodukt des Wassers in (mol^2/L^2)

6.2 Auswertungsmethoden

6.2.1 Bestimmung des Hydratationsgrads mittels Thermogravimetrie

6.2.1.1 Ermittlung der Menge an chemisch gebundenem Wasser bei vollständiger Hydratation

Im Zementstein liegt physikalisch und chemisch gebundenes Wasser vor. Das physikalisch gebundene Wasser wird bei Temperaturen bis 110 °C freigesetzt (Stepkowska et al. 2004). Das chemisch gebundene Wasser ist in den Hydratphasen des Zementsteines eingebaut. Rechnerisch lässt sich die Menge an chemisch gebundenem Wasser bei vollständiger Hydratation mit bekannter Klinkerphasenzusammensetzung des Zementes ermitteln. Das Wasserbindevermögen der einzelnen Klinkerphasen von Portlandzement wird in dieser Arbeit nach Stark und Wicht (2000, S. 215–217) angenommen (siehe Anhang A4.1). In der Literatur existieren aufgrund abweichender Annahmen zur Stöchiometrie der Hydratationsreaktion der einzelnen Klinkerphasen verschiedene Angaben zur maximal aufnehmbare Wassermenge (Brouwers 2003). Das maximale Wasserbindevermögen von Portlandzementklinker wird beispielsweise nach Lura et al. (2003) mit 0,23 g/g Zement angegeben. Nach Gätje (2003, S. 71) beeinflusst die Trocknungsart die Menge an chemisch gebundenem Wasser bei vollständiger Hydratation, da bei scharfer Ofentrocknung mit 105 °C auch chemisch gebundenes Wasser ausgetrieben wird. Bei schonender Gefrietrocknung wird ein höheres Wasserbindevermögen von Portlandzement in Höhe von 0,28 g/g Zement beobachtet (Gätje 2003, S. 71).

6.2.1.2 Ermittlung der Menge an chemisch gebundenem Wasser zur Bestimmung des Hydratationsgrades zum Untersuchungszeitpunkt t

Der aus der Messung mittels TGA ermittelte Gewichtsverlust wird auf das Glühbeständige bezogen, um den Gehalt an chemisch gebundenem Wasser $w_{chem,t}$ zu einem beliebigen Untersuchungszeitpunkt t zu ermitteln. Für reinen Zementstein vereinfacht sich die allgemeine Formel nach Gätje (2003, S. 38) zu Gleichung (6-16).

$$w_{chem,t} = \frac{\Delta M_{ges} - \frac{GV_Z}{100} \cdot GB}{GB} \quad (6-16)$$

$w_{chem,t}$	Gehalt an chemisch gebundenem Wasser zum Zeitpunkt t in (g/g Zement)
ΔM_{ges}	Gewichtsverlust der Probe in (Gew.-%)
GV_Z	Glühverlust des Zementklinkers in (Gew.-%)
GB	Glühbeständiges der Probe in (Gew.-%)

Der Gewichts- bzw. Glühverlust der Probe ΔM_{ges} wird in dieser Arbeit modifiziert zur Differenz zwischen dem zementartabhängigen, gesamten Gewichtsverlust der Probe und dem Gewichtsverlust bis 105 °C. Dadurch wird das durch die schonende Trocknung bei 70 °C nicht ausgetriebene physikalische Wasser nicht in der chemisch gebundenen Wassermenge erfasst. Der Gesamtgewichtsverlust ΔM_{ges} wird für Zementsteine aus Portlandzement bis etwa 1100 °C nach Gleichung (6-17) und für Hochofenzemente bis etwa 850 °C nach (6-18) ausgewertet. Zusätzlich erfolgt für Proben, bei denen eine Carbonatisierung nicht ausgeschlossen werden kann, eine Korrektur des Gewichtsverlustes der Probe ΔM_{ges} durch Berücksichtigung des Calcitanteils.

$$\Delta M_{ges} = \Delta m_{CEM I} - \Delta m_{CO_2} + \Delta m_{H_2O,carb} \quad (6-17)$$

$$\Delta M_{ges} = \Delta m_{CEM III} - \Delta m_{CO_2} + \Delta m_{H_2O,carb} \quad (6-18)$$

ΔM_{ges}	Gewichtsverlust der Probe in (Gew.-%)
$\Delta m_{CEM I}$	Gewichtsverlust der Probe zwischen 105 und 1100 °C in (%)
$\Delta m_{CEM III}$	Gewichtsverlust der Probe zwischen 105 und 850 °C in (%)
Δm_{CO_2}	Gewichtsverlust infolge CO_2 -Freisetzung zwischen 600 und 850 °C in (Gew.-%)
$\Delta m_{H_2O,carb}$	freigesetzte Wassermenge infolge der Carbonatisierung von $Ca(OH)_2$ in (Gew.-%)

6.2.1.3 Bestimmung des Hydratationsgrades α

Bei bekannter chemisch gebundener Wassermenge zum Zeitpunkt t und maximalem Wasserbindungsvermögen des jeweiligen Zementes kann auf den Anteil an hydratisierten Zementpartikeln am Gesamtsystem geschlossen werden. Dieser Quotient wird als Hydratationsgrad α bezeichnet und nach Gleichung (6-19) bestimmt.

$$\alpha = \frac{w_{chem,t}}{w_{chem,max}} \cdot 100 \quad (6-19)$$

α	Hydratationsgrad in (%)
$w_{chem,t}$	Menge an chemisch gebundenem Wasser zum Zeitpunkt t in (g/g Zement)
$w_{chem,max}$	Menge an chemisch gebundenem Wasser bei vollständiger Hydratation in (g/g Zement)

Die Festlegung einer maximal zu bindenden Wassermenge ist für klinkerreduzierte Zemente nicht trivial. Zwar kann die chemisch gebundene Wassermenge im Gesamtsystem bestimmt werden, jedoch unterscheidet sich die maximale Wasserbindekapazität der Einzelkomponenten der zementären Systeme. Für Zemente, die latent-hydraulische oder puzzolanische Zusatzstoffe enthalten, wird die idealisierte Annahme getroffen, dass das Anmachwasser vollständig für die Hydratation des Portlandzementklinkers zur Verfügung steht. Diese Annahme deckt sich mit der Beobachtung von Pane und Hansen (2005), dass insbesondere in der Frühphase der Hydratation nur der Zementklinker mit dem Anmachwasser reagiert. Die latent-hydraulische Reaktion bzw. die puzzolanische Reaktion nutzt somit das Wasser aus der Calciumhydroxidphase (Lura et al. 2003; Scheydt 2013, A 4-2). Aufgrund der unbekanntenen Stöchiometrie der Hydratation im System von Hochofenzementstein und auch der Änderung der Zusammensetzung der Calciumsilicathydrate, enthält obige Annahme unweigerlich quantitative Unsicherheiten (Kocaba et al. 2012). Für die Einordnung von Hochofenzementen in dieser Arbeit ist diese Annahme in sich konsistent. Somit ergibt sich die maximale chemisch gebundene Wassermenge eines Hochofenzementes aus der maximalen Wasserbindekapazität des in ihm enthaltenen Zementklinkers. In dieser Arbeit wurde hierfür der Zementklinker eines CEM I 42,5 R mit seiner chemischen und mineralogischen Zusammensetzung zugrunde gelegt (siehe A8.1). In Tabelle A 8.1 ist die ermittelte Menge an chemisch gebundenem Wasser bei vollständiger Hydratation $w_{chem,max}$ der in dieser Arbeit untersuchten Zemente gegeben.

6.2.2 Definition der Einflusstiefe bei chemischem Angriff

6.2.2.1 Allgemeine Formulierung

Im Kontext eines chemischen Angriffes auf zementgebundene Baustoffe ist der Begriff Korrosion oder Betonkorrosion weit verbreitet. Aufgrund der Wortherkunft ist mit Korrosion das Zersetzen oder

Zerstören eines Materials verbunden. Grundsätzlich führt Korrosion zu einer messbaren Veränderung der Baustoffeigenschaften. Bei einem chemischen Angriff findet jedoch neben der Zerstörung, die im Laufe der Zeit mit einem Abtrag verbunden sein kann, auch eine chemische Veränderung der Bindemittelmatrix statt. So verändern eindringende Stoffe die Zusammensetzung der Porenlösung und den pH-Wert oder auch die physikalischen Eigenschaften. Daher wird im Rahmen dieser Arbeit der Begriff Einflusstiefe an Stelle der sonst häufig im Zusammenhang mit lösenden Angriffsszenarien verwendeten Schädigungstiefe verwendet.

Die Einflusstiefe x_{XA} setzt sich nach Gleichung (6-20) aus einer mechanisch veränderten Tiefe x_m , welche durch Abrasion oder Spannung infolge entstehender neuer Phasen abgetragen werden kann, und einer chemisch-physikalisch veränderten Tiefe x_{cp} zusammen.

$$x_{XA} = x_m + x_{cp} \quad (6-20)$$

x_{XA}	Einflusstiefe des chemischen Angriffes in (mm)
x_m	Tiefe bzw. Dicke des mechanisch entfestigten Baustoffes in (mm)
x_{cp}	Tiefe bzw. Dicke des chemisch-physikalisch veränderten Baustoffes in (mm)

In Abbildung 6.4 ist die Definition der Einflusstiefe x_{XA} schematisch dargestellt. Die Einflusstiefe x_{XA} entspricht dem senkrecht zur Probenoberfläche geschädigten Bereich, welcher sich aus den Schichtdicken x_m und x_{cp} zusammensetzt. Im Schema wird zusätzlich ein potenzieller Übergangsbereich mitaufgenommen. Er wird bei der Ermittlung der Einflusstiefe dem chemisch-physikalisch veränderten Bereich zugeordnet, da seine Eigenschaften gerade noch nicht die mechanischen Festigkeiten der entsprechenden Schicht herabsetzen.

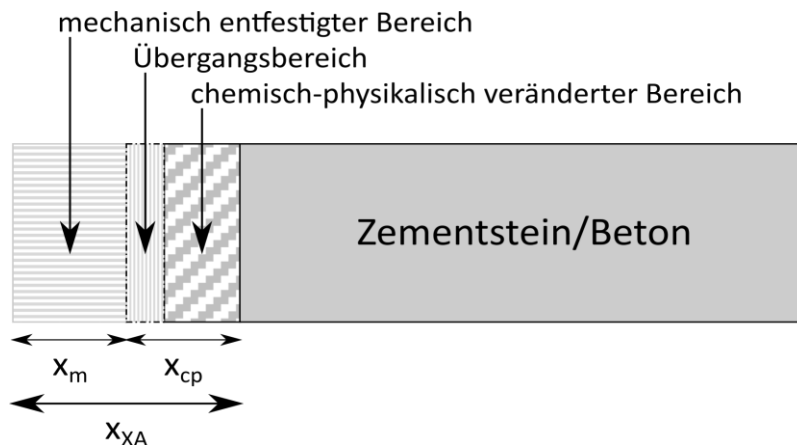


Abbildung 6.4: Schematische Darstellung der Einflusstiefe x_{XA} mit potenziellem Übergangsbereich

Die Festlegung einer Einflusstiefe ermöglicht es Baustoffe neben ihrem Widerstand gegenüber einer Schädigung bzw. eines Abtrages auch hinsichtlich ihres Widerstandes gegenüber der Eindringtiefe bestimmter Stoffe zu bewerten. Dadurch kann ggf. der weitere Fortschritt bzw. das Schädigungspotential eines Angriffsszenarios abgeschätzt werden. Für die Bewertung der Dauerhaftigkeit geotechnischer Elemente unter einem chemischen Angriff ist die Kenngröße x_m im Hinblick auf den Einfluss auf die Tragfähigkeit von vorrangigem Interesse.

6.2.2.2 Definition der Einflusstiefe für das Szenario kalklösende Kohlensäure

Der Angriff kalklösender Kohlensäure auf zementgebundene Baustoffe läuft mehrstufig ab (siehe 3.2.4.2). Schematisch ist der Angriff auf Portlandzementstein in Abbildung 6.5 dargestellt. Das Eindringen von H_2CO_3 in die Bindemittelmatrix führt zu einer Reduzierung des pH-Wertes. Calciumhydroxid reagiert mit dem Carbonation zu Calciumcarbonat. Gleichzeitig bildet sich ein vorauseilender Bereich in dem Calciumhydroxid aufgrund des sinkenden pH-Wertes der Porenlösung instabil wird. Mit andauernder Einwirkung erfahren auch die C-S-H-Phasen eine Calciumabnahme und werden in Calciumcarbonat umgewandelt. Unter weiterer Einwirkung der Kohlensäure wird Calciumcarbonat in Hydrogencarbonat umgewandelt, welches aus der Bindemittelmatrix gelöst wird. Als Endprodukt verbleibt ein Bereich aus amorphem Siliciumdioxid, der von hoher Porosität geprägt ist.

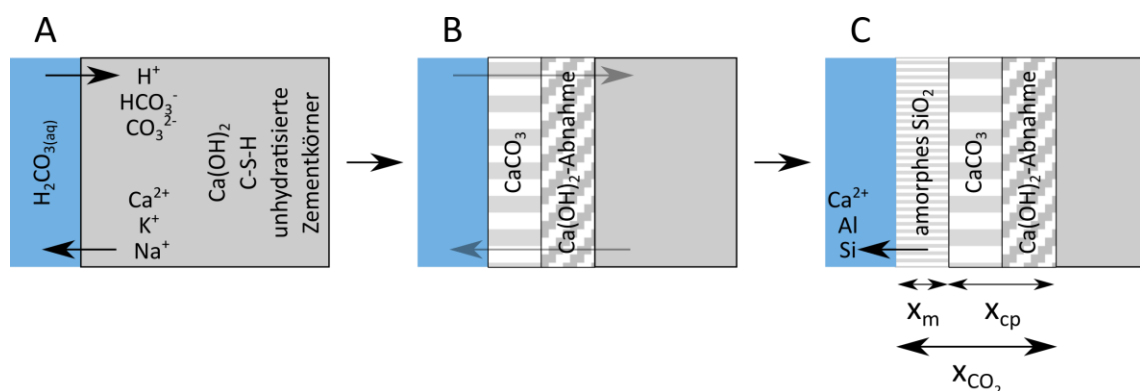


Abbildung 6.5: Schematische Darstellung der Einflusstiefe x_{CO_2} für das Szenario kalklösende Kohlensäure mit potenziellem Übergangsbereich A) Eindringen von H_2CO_3 in die Bindemittelmatrix, Herausdiffundieren von Ionen aus der Porenlösung, B) Bildung von Calciumcarbonat, vorauseilende Front mit abnehmendem Calciumhydroxidgehalt, C) Lösung des Calciumcarbonates, Bildung amorphes Siliciumdioxid

Aus dem gezeigten Schema in Abbildung 6.5 lässt sich die Einflusstiefe des Angriffes durch kalklösende Kohlensäure x_{CO_2} nach Gleichung (6-21) ableiten. Der chemisch-physikalisch veränderte Bereich lässt sich in einen Bereich ausgeprägter Carbonatisierung $x_{cp,carb}$ und einen Bereich mit reduziertem Anteil an Calciumhydroxid $x_{cp,CH_{red}}$ unterteilen. Diese Klassifizierung ist für zementgebundene Baustoffe aus Portlandzement konzipiert. Mit reduziertem Klinkergehalt anderer Bindemittelsysteme ändert sich die Phasenzusammensetzung im erhärteten Baustoff und der Anteil an Calciumhydroxid nimmt ab. Entsprechend kann sich der chemisch-physikalische Bereich in solchen Bindemitteln weniger markant ausbilden.

$$x_{CO_2} = x_m + x_{cp,carb} + x_{cp,CH_{red}} \quad (6-21)$$

x_{CO_2}	Einflusstiefe des Angriffes durch kalklösende Kohlensäure in (mm)
x_m	Tiefe des mechanisch entfestigten Baustoffes in (mm)
$x_{cp,carb}$	Tiefe des carbonatisierten Bereiches des Baustoffes in (mm)
$x_{cp,CH_{red}}$	Tiefe des Bereiches mit abnehmendem Calciumhydroxidgehalt in (mm)

Mit Hinblick auf den Einfluss des Angriffes kalkaggressiver Kohlensäure auf das Tragverhalten verpresster geotechnischer Elemente kommt der Tiefe bzw. Dicke der amorphen Schicht x_m eine besondere Bedeutung zu, da diese Schädigungstiefe mit Tragkraftverlusten assoziiert ist (Hof 2004, S. 39).

6.2.3 Ermittlung der Einflusstiefe im Szenario kalklösende Kohlensäure

6.2.3.1 Digitalmikroskopie am Anschnitt

Die Untersuchungen mittels Digitalmikroskopie wurden an frischen Schnittflächen von zuvor in Epoxidharz eingebetteten Proben durchgeführt. Optisch lässt sich die Schädigung infolge der Einwirkung kalklösender Kohlensäure durch eine bräunliche Verfärbung der Probenoberfläche erkennen. Im Anschnitt zeigt sich zudem eine von der exponierten Oberfläche ausgehende Hellfärbung. Um die Neutralisierungstiefe zu ermitteln, wurden die Anschnitte mit einer Indikatorlösung ($< 1\%$ Phenolphthalein) besprüht. Die Farbumschlaggrenze liegt in einem Bereich zwischen einem pH-Wert von 8,4 und 10,0 (Schmidt-Döhl 2013, S. 377), d. h. die Neutralisierungstiefe entspricht dem nicht violett verfärbten Bereich. Je Prüfserie (Zementart, w/z-Wert, Einwirkungsdauer, Lagerungsbedingung) wurden pro Auslagerungszeitpunkt an zwei Proben jeweils acht Messungen der optisch veränderten Tiefe und Neutralisierungstiefe durchgeführt.

6.2.3.2 Polarisationslichtmikroskopie am Dünnschliff

Die Messung der Einflusstiefe erfolgte an abgedeckten Dünnschliffen mit Abmessungen $28 \cdot 48 \text{ mm}^2$, welche mit blauem Imprägnierharz eingefärbt wurden. Die in Gleichung (6-21) eingeführten Definitionen können im Durchlicht eines Polarisationsmikroskops gut differenziert werden. Eine Darstellung der Festlegung bzw. des Messschemas an Dünnschliffen (xpt) ist in Abbildung 6.6 zu finden.

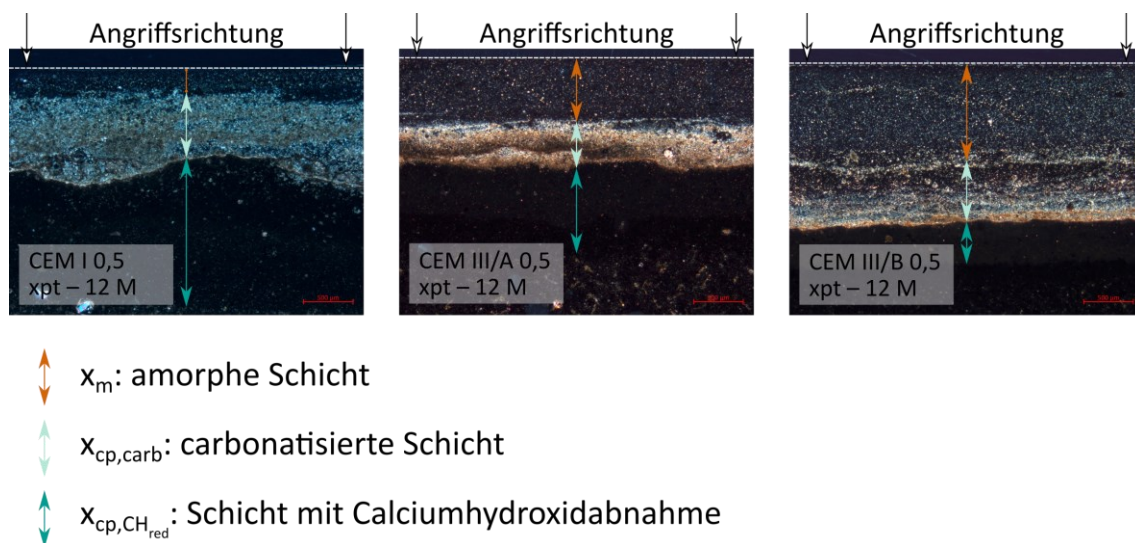


Abbildung 6.6: Exemplarisches Auswertungsschema x_m , $x_{cp,carb}$ und $x_{cp,CH_{red}}$ von Dünnschliffen im Durchlicht unter gekreuzten Polarisatoren für Zementsteine mit einem w/z-Wert von 0,5 nach 12 Monaten Einwirkungsdauer kalklösender Kohlensäure in freier Lösung (Blaufärbung des carbonatisierten Bereiches des CEM I 0,5 durch Herstellartefakte sowie fehlerhaften Weißabgleich)

Die Tiefe des mechanisch entfestigten Bereiches x_m zeigt sich in einer Zunahme der Porosität, welche zum einen durch eine erhöhte Blaufärbung im linear polarisierten Durchlicht zum anderen durch einen niedrigen Brechungsindex, welcher mit dem Abbau der Bindemittelmatrix assoziiert ist, zeigt. Zudem heben sich in diesem Bereich unhydratisierte Klinkerrelikte sowie Hüttensandkörner ab. Der carbonatisierte Bereich ist durch seine helle Interferenzfarbe hoher Ordnung unter gekreuzten Polarisatoren identifizierbar, welche auf die hohe Doppelbrechung von Calcit zurückzuführen ist. Die Tiefe $x_{cp,carb}$ kann

unterschiedliche Verläufe annehmen und wird auf das Vorhandensein von Calcitphasen gestützt. Portlandit ist unter gekreuzten Polarisatoren durch seine starke Doppelbrechung identifizierbar und hebt sich von der nahezu isotropen Bindemittelmatrix ab. Der Bereich an abnehmendem Portlandit ist entsprechend durch eine Zunahme des isotropen Charakters der Bindemittelmatrix gekennzeichnet. Zunächst wurden die Dünnschliffe in Gänze gesichtet und auf Herstellartefakte oder Beschädigungen des Randbereiches geprüft. An repräsentativen Abschnitten wurden je Prüfserie (Zementart, w/z-Wert, Einwirkungs-dauer, Lagerungsbedingung) mindestens vier Messungen der jeweiligen Bereiche durchgeführt. Bei Schwankungen der Tiefe um einen theoretischen Mittelwert wurden Maxima und Minima bei der Mittelwertbildung berücksichtigt.

6.2.3.3 Ortsaufgelöste Elementverteilung mittels RFA

Für die Messung der Einflusstiefe mithilfe der ortsaufgelösten Elementverteilung der RFA wurden in Epoxidharz eingebettete, planparallel gesägte Probenquerschnitte verwendet. Die Proben wurden nach dem Sägen luftdicht in Kunststoffprobentüten bei 20 °C gelagert, wodurch eine Austrocknung und ein Schwinden der amorphen Siliciumdioxid-Schicht unterbunden wurden. Die Messungen wurden unter Teilvakuum im Detektorraum mit den im Anhang Tabelle A 4.1 gegebenen Messrandbedingungen durchgeführt. Das Ergebnis der Messung ist eine Verteilung der Intensitäten verschiedener Elemente über den Probenquerschnitt. Dieser kann mithilfe der zugehörigen Gerätesoftware qualitativ oder unter Verwendung eines externen Standards quantitativ ausgewertet werden. Im Rahmen dieser Arbeit wurden die Elementverteilungsbilder von Calcium (sowie Eisen zur Validierung) exportiert und eine Auswertung mit dem Bildverarbeitungsprogramm *ImageJ* durchgeführt. Hier war je nach Auflösung der Rohdaten die Anwendung von Filtern bzw. Segmentierungswerkzeugen erforderlich, um entsprechende Bereiche der Einflusstiefe kenntlich zu machen. Die eingesetzten Makros sind in A4.3 aufgeführt. Bei der Auswertung von Elementverteilungsbildern müssen Veränderungen der Intensität nicht unbedingt durch eine Veränderung der absoluten Menge des dargestellten Elementes hervorgerufen werden, sondern können auch durch Konzentrationsveränderungen anderer Elemente bedingt sein. Für das Element Calcium sind entsprechende Röntgenfluoreszenzverteilungsbilder des durch kalkaggressive Kohlensäure geschädigten Zementsteines als plausibel zu bewerten.

Die Zuordnung der Bereiche der Einflusstiefe ist in Abbildung 6.7 exemplarisch dargestellt. Zu beachten ist, dass zur Klassifizierung der carbonatisierten und calciumhydroxidabgemagerten Schicht eine vergleichende Betrachtung mit der Auswertung am Dünnschliff herangezogen wurde. Die amorphe und mechanisch entfestigte Schicht weist nahezu kein Calcium mehr auf. In dieser Schicht sind singulär Calcium-Counts vorzufinden. Die Dicke der carbonatisierten Schicht $x_{cp,carb}$ zeichnet sich durch eine Zunahme der Calciumintensitäten insbesondere an der Carbonatisierungsfront aus. Diese Kumulation des Calciums stellt zudem den Übergang zum Bereich mit abnehmendem Calciumhydroxidgehalt dar. Die Tiefe $x_{cp,CHred}$ ist durch eine homogene Abnahme der Grauwertes gekennzeichnet.

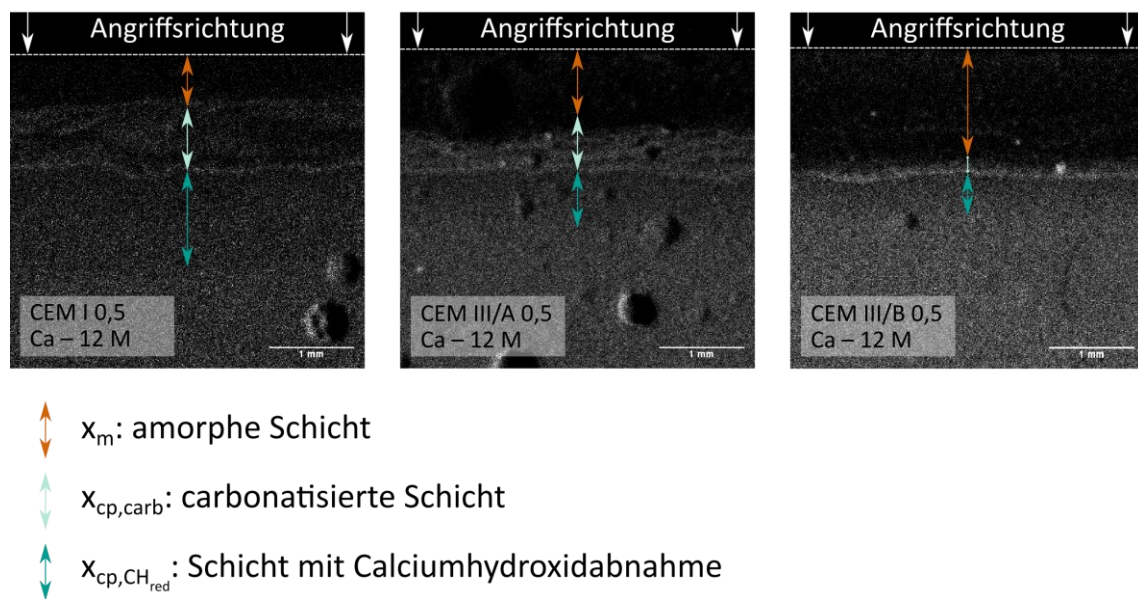
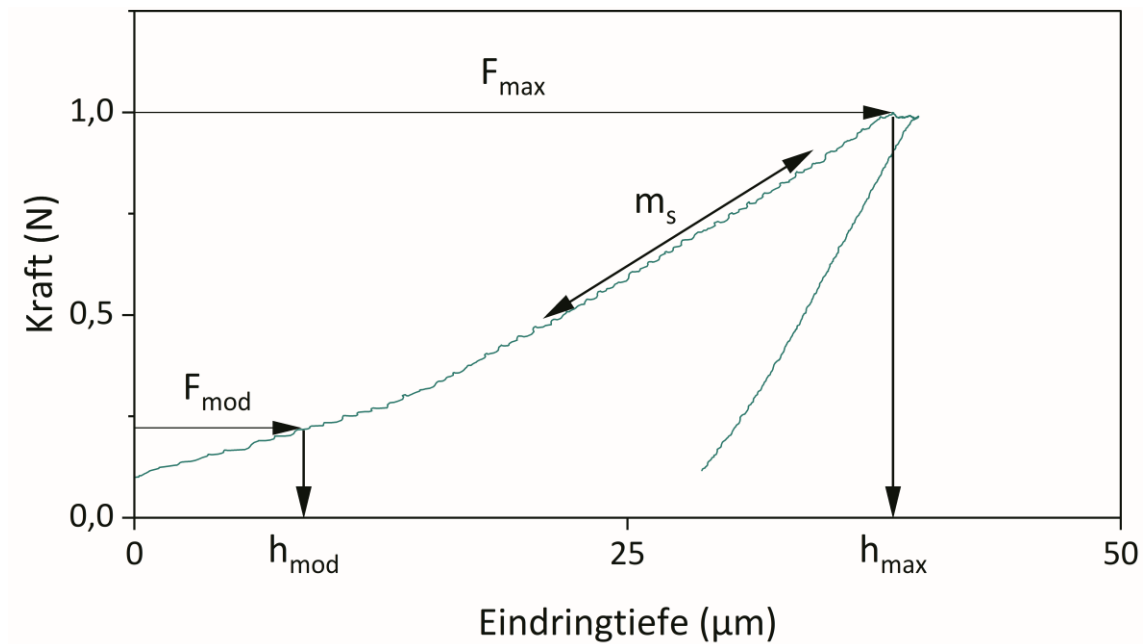


Abbildung 6.7: Exemplarisches Auswertungsschema x_m , $x_{cp,carb}$ und $x_{cp,CH_{red}}$ von mittels ortsaufgelöster RFA-Messung erhaltener Calcium-Elementverteilung für Zementsteine mit einem w/z-Wert von 0,5 nach 12 Monaten Einwirkungs-
dauer kalklösender Kohlensäure in freier Lösung

Je unverpresster Prüferserie (Zementart, w/z-Wert, Einwirkungs-
dauer der kalklösenden Kohlensäure, Lagerungsbedingungen) wurden vier Messungen durchgeführt. An der verpressten Prüferserie wurden ein bis zwei Messungen im filternahen und eine im filterfernen Bereich durchgeführt. Die Auswertung des Verpresskörpers erfolgte an drei über die Höhe verteilten Querschnitten mit jeweils vier Messungen. An den einzelnen Elementverteilungsbildern wurden je mindestens vier Messungen der jeweiligen Bereiche durchgeführt. Bei Schwankungen der Tiefe um einen theoretischen Mittelwert wurden Maxima und Minima bei der Mittelwertbildung berücksichtigt.

6.2.4 Bestimmung der Martenshärte

Gemäß DIN EN ISO 14577-1:2015-11 ist die Martenshärte verschiedener Werkstoffe nur bei gleichen Eindringtiefen vergleichbar. Entsprechend werden für die Auswertung verschiedene Definitionen der Martenshärte nach DIN EN ISO 14577-1:2015-11 herangezogen. Zum einen die Martenshärte HM nach Gleichung (6-22) für die maximale Eindringtiefe, zum anderen die Martenshärte HM_{mod} nach Gleichung (6-23) für eine vergleichbare Eindringtiefe $h_{mod} = 8,5 \mu\text{m}$ aller Proben. Zusätzlich wird HM_s nach Gleichung (6-24) aus der Steigung m_s der ansteigenden Kraft-Eindringtiefe-Kurve, welche mittels linearer Regression zwischen 50 und 90 % der maximalen Prüflast ermittelt wird, berechnet. Die Auswertung von HM_s ist unabhängig von der Oberflächenrauigkeit des untersuchten Materials (Fischer-Cripps 2011, S. 185). Die Parameter zur Ermittlung der entsprechenden Härtewerte sind grafisch in Abbildung 6.8 dargestellt.

Abbildung 6.8: Parameter für die Ermittlung der Martenshärten HM , HM_{mod} und HM_s

$$HM = \frac{F_{max}}{A_s(h_{max})} \quad (6-22)$$

$$HM_{mod} = \frac{F_{mod}}{A_s(h_{mod})} \quad (6-23)$$

$$HM_s = \frac{1}{m_s^2 A_s(h)/h^2} \quad (6-24)$$

HM	Martenshärte in (N/mm ²)
F_{max}	maximale Prüflast in (N)
$A_s(h)$	Oberfläche des Eindringkörpers beim Abstand h in (mm ²) für den Vickers-Eindringkörper entspricht $A_s(h) = 26,43 \cdot h^2$
h_{max}	maximale Eindringtiefe bei F_{max} in (mm)
HM_{mod}	Martenshärte für festgelegte Eindringtiefe h_{mod} in (N/mm ²)
F_{mod}	Prüflast bei festgelegter Eindringtiefe h_{mod} in (N)
h_{mod}	festgelegte Eindringtiefe von 8,5 µm
HM_s	Martenshärte, bestimmt aus der Steigung m_s der Kraft-Eindringtiefe-Kurve in (N/mm ²)
m_s	Steigung zwischen 50 und 90 % von F_{max} in (mm/N ^{0,5})

6.3 Herstellmethode verpresster Zementsuspensionen

Um den Einfluss des Aufbringens eines Verpressdruckes im Labor nachzuvollziehen und verpresste Zementsteine herzustellen, wurde eine Herstellmethode entwickelt deren Ablauf und Versuchstechnik nachfolgend erläutert werden.

Die Verpress- bzw. Filtrationsversuche wurden mit einer Filterpresse nach DIN 4127:2014-02 durchgeführt. Die Filterpresse besteht aus einem Stahlzylinder, einer Fußplatte mit Ablassrohr, einem Deckel mit Druckregler und einem äußeren Rahmengestell (siehe Abbildung 6.9, A)). Der Stahlzylinder wird mit Dichtungsringen im Deckel und in der Fußplatte abgedichtet. In der Fußplatte befindet sich ein stützendes Drahtsieb, auf das ein Filterpapier gelegt wird, welches als Filtermedium dient. Für die Versuche wurde ein qualitatives Filterpapier MN 619 EH der Firma *Macherey-Nagel* (Dicke 0,17 mm, Durchmesser 90 mm, Flächengewicht 85 g/m², Rückhaltevermögen 2–4 µm) aus Cellulose verwendet. Seine Eigenschaften sind mit den Anforderungen an Filterpapiere für die Prüfung von Stützflüssigkeiten nach DIN 4127:2014-02 konform. Die Durchlässigkeit des Filtermediums hat für den betrachteten Filtrationsprozess einen vernachlässigbaren Einfluss, da infolge der Bildung eines Filterkuchens, die Durchlässigkeit des sich aufbauenden Filterkuchens maßgebend wird (McKinley 1993, S. 42). Aus Vorversuchen mit verschiedenen qualitativen und quantitativen Filterpapieren aus der chemischen Analytik mit vergleichbaren Dicken und Flächengewichten konnte kein signifikanter Einfluss des Filtermediums auf die auspressbare Wassermenge festgestellt werden.

Durch eine Öffnung im Deckel wird der Filtrationsdruck mit Druckluft auf die Suspension aufgebracht. Die Druckaufbringung durch Gas führt zur Verdrängung des Anmachwassers aus der Suspension bzw. aus den Poren des sich am Filtermedium aufbauenden Filterkuchens. Dabei kann sich eine Strömung des Druckgases ausbilden, was zur Folge hat, dass Flüssigkeit in Bereichen außerhalb des Strömungsbereiches zurückbleibt. Das mechanische Aufbringen des Druckes auf die Zementsuspension durch einen Stempel hat den Vorteil, dass der Filterkuchen verdichtet wird, der Porenraum jedoch wassergesättigt bleibt. (Bohnet 2004, S. 141–142) Bei der Herstellung von Verpressankern erfolgt der Verpressvorgang abweichend zu den hier aufgeführten Laborgeräten durch das Aufbringen eines hydraulischen Druckes, welcher über Verpressschläuche durch nachgelieferte Zementsuspension übertragen wird.

Die untersuchten Zementleime wurden in Anlehnung an DIN EN 196-1:2016-11 hergestellt. Der Mischablauf ist in Tabelle 6.5 dargestellt. Vor dem Befüllen des Stahlzylinders wurde das Filterpapier eingebaut und der Stahlzylinder auf die Fußplatte geschraubt. Das Ablassrohr wurde mit einer Dichtmasse verschlossen, um einen Wasserverlust beim Einfüllen des Zementleimes zu verhindern.

Nach dem Mischen der Zementsuspensionen wurden diese in den vorbereiteten Stahlzylinder gefüllt und das Gewicht auf 0,5 g genau erfasst. Für die Versuche wurden einheitlich 500 g Zementsuspension verwendet. Dadurch wurde eine annähernd vergleichbare Füllhöhe der Suspension sichergestellt, sodass der Entwässerungsweg bei allen Versuchen nahezu identisch war. Das Einfüllen erfolgte abhängig von der Konsistenz mit einem Löffel oder durch Eingießen. Der Einfüllvorgang wurde innerhalb von 60 s abgeschlossen. Beim Befüllen wurde darauf geachtet, dass ein Entmischen der Suspension und das Einbringen von Luftporen vermieden wurde. Der mit Suspension gefüllte Stahlzylinder wurde unverdichtet in den Stahlrahmen der Filterpresse eingebaut. Die Oberseite des Stahlzylinders wurde anschließend zweilagig mit Klarsichtfolie abgedeckt, welche mit einem Gummiband fixiert wurde. Die Folienabdeckung reduziert Schädigungen der Suspension und des ausgepressten Filterkuchens durch den auftreffenden Druckluftstrahl. Der Deckel wurde aufgesetzt und mit der Gewindeschraube der Filterpresse kraftschlüssig verschlossen. Unter dem Ablassrohr wurde ein Messzylinder zur Erfassung der Filtratwassermenge platziert. Über die Menge an ausgefiltertem Anmachwasser kann mithilfe von Gleichung (6-25) der $w/z_{\text{verpresst}}$ ermittelt werden. Zu beachten ist, dass dieser w/z -Wert nach dem Verpressen für die gesamte Probe gilt und eine graduelle Variation über die Höhe der Probe nicht erfasst wird.

$$\frac{w}{z_{\text{verpresst}}} = \frac{m_{\text{sus,init}} \cdot \frac{1}{\frac{z}{w_{\text{init}}} + 1} - m_{w,\text{filtriert}}}{m_{\text{sus,init}} \cdot \frac{1}{1 + \frac{w}{z_{\text{init}}}}} \quad (6-25)$$

$\frac{w}{z_{\text{verpresst}}}$	w/z-Wert nach dem Verpressen in (-)
$m_{\text{sus,init}}$	Masse der eingefüllten Zementsuspension in (g)
$\frac{w}{z_{\text{init}}}$	initialer w/z-Wert der Zementsuspension in (-)
$m_{w,\text{filtriert}}$	Masse des ausgefilterten Anmachwassers in (g)

Tabelle 6.5: Mischablauf des Zementleims für Filtrationsversuche in Anlehnung an DIN EN 196-1:2016-11

Vorgang und Stoffzugabe	Mischintensität	Dauer in (s)
Zugabe von Wasser (und ggf. Zusatzmittel) und Zement	-	10
Mischen und Start der Zeitmessung	Stufe 1	60
Mischen	Stufe 2	30
Ruhephase und Rückführung von Anhaftungen innerhalb von 30 s in das Mischgut	-	90
Mischen	Stufe 2	60

Die Dichtmasse am Ablassrohr wurde entfernt und der Filtrationsversuch nach einer Wartezeit von 10 s durch Öffnen des Zulaufventils gestartet. Die Suspension wurde 120 s verpresst. Während der Versuchsdurchführung wurde das Ende des Wasserflusses und Auffälligkeiten (Druckabfall, Wasseraustritt, etc.) protokolliert. Durch Schließen des Zulaufventils wurde der Versuch beendet.

Um Untersuchungen an erhärteten, verpressten Zementsteinen durchführen zu können, wurde ein PVC-U-Rohr mit einem Rohr-Außendurchmesser von 75 mm und einer Wandstärke von 3,6 mm als Schalung in den Stahlzylinder eingestellt. Der Rohr-Innendurchmesser beträgt 67,8 mm. Das Schalrohr wurde an der Unterseite mit einem Sekundenkleber auf das Filterpapier verklebt. Die Verklebung ermöglichte den sicheren Ausbau und Umlagerung des Schalrohrs nach durchgeführtem Verpressvorgang. Die Innenflächen der gereinigten Schalungsrohre wurden vor jedem Versuch mit einem Trockenschmiermittel auf PTFE-Basis besprüht. Durch das Schmiermittel wurden die Reibungsverluste und Wandeffekte beim Verpressen auf ein Minimum reduziert. Zudem konnten die Probekörper leichter ausgebaut werden.

Die verpressten Proben wurden samt Schalungsrohr aus dem Stahlzylinder der Filterpresse ausgebaut und von der Fußplatte heruntergenommen. Die Proben wurden zusammen mit dem anhaftenden Filterpapier auf einer Kunststoffplatte platziert. Auf die Schalung wurde eine Glasplatte gelegt. Anschließend wurde die Schalung für 24 h im Feuchtlufschrank bei $20,0 \pm 1,0$ °C und einer relativen Luftfeuchtigkeit < 98 % gelagert. Nach dem Ausschalen wurden die Proben nach DIN EN 196-1:2016-11 bei einer Umgebungstemperatur von $20 \pm 1,0$ °C unter Wasser gelagert. Im Probenalter von mindestens 7 Tagen wurden die verpressten Zementsteinzylinder für Gefügeuntersuchungen formatiert. Zur Erfassung der Porositätsentwicklung mit zunehmendem Abstand vom Filtermedium wurden die Zylinder in Scheiben mit einer Dicke

von mindestens 15 mm zugesägt. In Abbildung 6.9 ist die verwendete Filterpresse (A) sowie die schematische Darstellung der Einteilung der Probenhöhe in vier Ebenen (B) dargestellt.

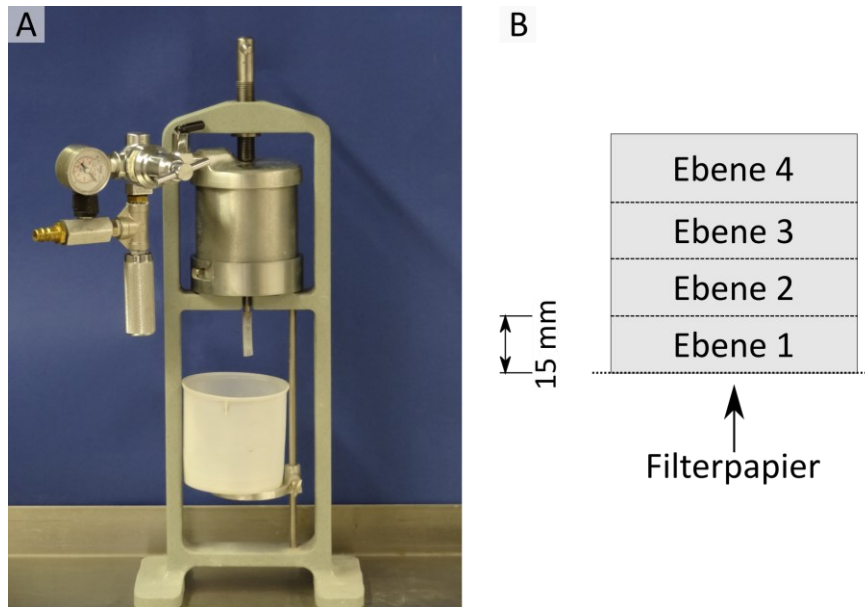


Abbildung 6.9: A) Verwendete Filterpresse nach DIN 4127:2014-02, B) Einteilung des verpressten Zementsteines in Ebenen mit einer Dicke von mindestens 15 mm

7 Charakterisierung der Baustoffeigenschaften relevanter geotechnischer Elemente

7.1 Bohrpfahlbeton

7.1.1 Allgemeines und Vorbemerkungen

Die Eigenschaften von Bohrpfahlbetonen werden insbesondere im frischen Zustand durch die Anforderungen an die Ausführung bestimmt. Bei ordnungsgemäßer Herstellung hat Bohrpfahlbeton insbesondere im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit eine hohe Güte. Ursächlich hierfür sind die günstigen Betonrezepturen mit hohen Zementgehalten sowie die bevorzugt zum Einsatz kommenden Zementarten, welche üblicherweise Hochofenzemente oder Kompositzemente mit puzzolanischen Hauptbestandteilen bzw. Zusatzstoffen des Typs II sind.

Im Rahmen dieser Arbeit wurden Untersuchungen an Bohrpfahlbetonen, welche freundlicherweise durch den Forschungspartner, die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), zur Verfügung gestellt wurden, durchgeführt. Es wurden Bohrkerne einer temporären Bohrpfahlwand der Baumaßnahme zweite Schleuse Trier charakterisiert (Bezeichnung: BPF). Eine Übersicht über die Bohrkernentnahme ist im Anhang in Abbildung A 5.1 gegeben. Die untersuchten Bohrkerne sind in Abbildung A 5.4 fotodokumentiert. Der Mischungsentwurf des verwendeten Bohrpfahlbetons ist im Anhang in Abbildung A 5.3 aufgeführt.

Des Weiteren wurden Untersuchungen an Modellbohrpfählen durchgeführt, welche im Rahmen eines Forschungsvorhabens der BAW zur Untersuchung des Bodeneintrages in den Frischbeton von Ortbetonbohrpfählen hergestellt wurden (Bezeichnung: BPM). Der Durchmesser dieser Modellpfähle beträgt etwa 20 cm. Sie werden in einem Versuchstand mit einer Höhe von 95 cm und einem Durchmesser von 105 cm im Kontraktorverfahren hergestellt. Für die Herstellung der untersuchten Modellpfähle wurden glatte Stahlrohre als temporäre Verrohrung verwendet. Der umgebende nichtbindige Boden war wassergesättigt und wurde durch ein Druckkissen zur Simulation der Bodenauflast beaufschlagt. Die eingebaute Frischbetonsäule wurde mit Druckluft beaufschlagt, um die Druckverhältnisse von in-situ-Untersuchungen abzubilden. Der Mischungsentwurf des verwendeten Bohrpfahlbetons ist im Anhang in Abbildung A 5.5 gegeben.

7.1.2 Porosität

Für die Untersuchung der Porosität mittels freier Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck wurden die Bohrkerne der BPF-Proben in Teilstücke aus dem direkten Randbereich und dem angrenzenden Kernbereich mit Abmessungen von etwa $40 \cdot 40 \cdot 20 \text{ mm}^3$ formatiert. Die Ergebnisse der Wasseraufnahme sind in Tabelle 7.1 aufgeführt. Es zeigen sich annähernd gleiche Φ_{WA} -Werte für den Kern- und Randbereich. Die Streuungen der Messwerte sind auf die Inhomogenität des Baustoffes bzw. des in ihm enthaltenen

Anteils an Gesteinskörnung zurückzuführen. Des Weiteren ist zu beachten, dass die Bohrpfähle frei bewittert waren (Expositionsklasse XC4) und der Randbereich der Probe entsprechend carbonatisiert war. Der Mittelwert der Carbonatisierungstiefe, welche indikativ nach DIN EN 14630:2007-01 bestimmt wurde, lag bei 6,6 mm ($s = 3,0$ mm). Da der Bohrpfahlbeton mit einem Hochofenzement CEM III/A hergestellt wurde, führt eine Carbonatisierung zu einer Vergrößerung der Porenstruktur (Gruyaert et al. 2013).

Tabelle 7.1: Ergebnisse der Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck von Bohrpfahlbeton BPF

Bereich	Φ_{WA} in (Vol.-%)	s in (Vol.-%)
Kern	16,43	1,23
Rand	16,27	1,09

Anhand von MIP-Messung wurde die Porenstruktur des in situ hergestellten Bohrpfahlbetones BPF sowie des Modellbohrpfahlbetones BPM untersucht. Die Messung erfolgte an bindemittelangereicherten Probenbruchstücken. Dabei wurden die Proben der Prüfserie BPM aus dem unmittelbaren Randbereich des Pfahlfußes gewonnen. Die kumulierte und differentielle Porosität der Proben sind in Abbildung 7.1 dargestellt. Die aus den MIP-Messungen ermittelten Porenkennwerte und Porositäten sind in Tabelle 7.2 aufgeführt. Aufgrund des Gesteinskornanteils zeigt sich bei allen gemessenen Proben eine stetige Zunahme der Porosität bis etwa 30 nm. In diesem Bereich liegen die jeweiligen Grenzporeradien der Betone. Der kapillare Porenraum $r > 30$ nm hat eine Größenordnung zwischen 2,9 und 4,5 Vol.-% und kann zumindest zum Teil der Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Bindemittelmatrix zugesprochen werden. Die Definition des kritischen Porenradius führt aufgrund der ausgeprägten Gelporosität der verwendeten Hochofenzemente zu Werten am unteren Grenzbereich des messbaren Porenraumes. In den differentiellen Porenradienverteilungskurven können für die Betone BPM im Bereich zwischen 10 und 30 nm eine erhöhte Porosität festgestellt werden. Die Medianporeradien sind für die BPF-Betone signifikant geringer als für die BPM-Betone. Dies kann auf die Verwendung von Flugasche zurückzuführen sein. Ein signifikanter Unterschied zwischen den BPF- und BPM-Betonen lässt sich beim maximalen Intrusionsvolumen feststellen. Die w/z_{eq} -Werte beider Betone sind in ähnlicher Größenordnung. Hier zeigen die BPM-Proben deutlich geringere Werte, welche möglicherweise auf ein Abfiltern von Anmachwasser bei der Herstellung zurückzuführen ist. Insgesamt weisen die untersuchten Bohrpfahlbetone eine geringe Kapillarporosität auf, welche hinsichtlich der Dauerhaftigkeit als positiv zu bewerten ist. Für abweichende Betonrezepturen und Randbedingungen der in-situ-Herstellung können sich jedoch auch weniger günstige Porenstrukturen ausbilden.

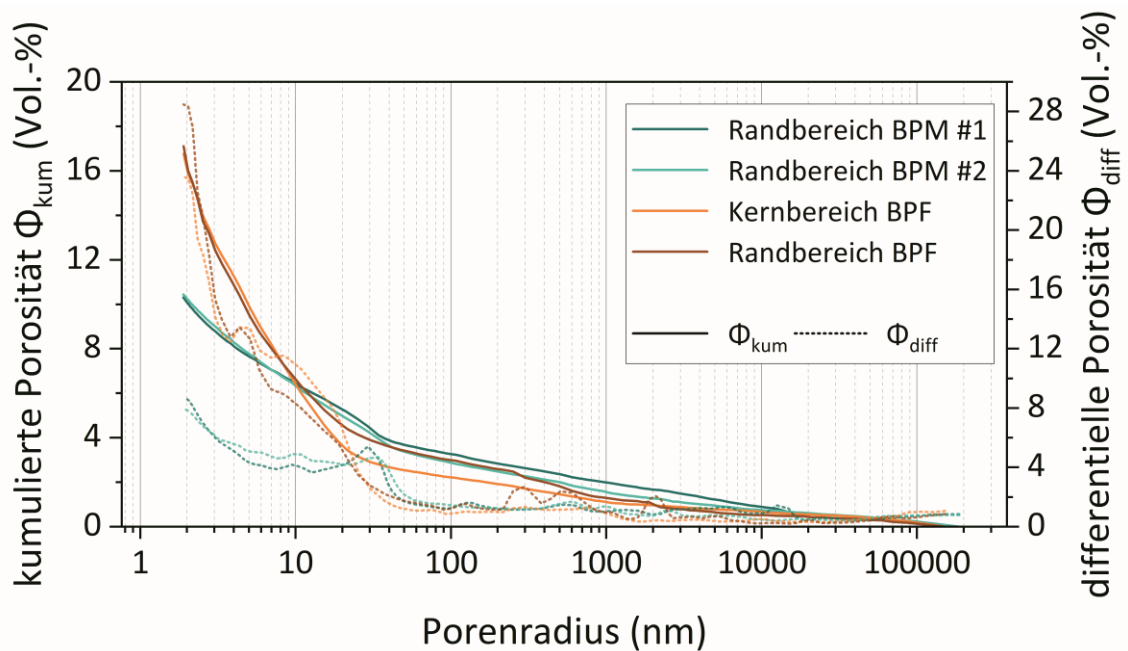


Abbildung 7.1: MIP-Porenradienverteilung von Bohrpfahlbetonen BPF aus dem Kern und Randbereich sowie von Bohrpfahlbetonen BPM aus dem Randbereich

Tabelle 7.2: Anhand von MIP-Messungen ermittelte Porositätskennwerte und Porositäten von Bohrpfahlbetonen BPM und BPF aus dem Rand- und Kernbereich

Probe	Bereich	Porositätskennwerte in (nm)			Porositäten in (Vol.-%)		
		r_{med}	r_{krit}	r_{Gr}	Φ_{Hg}	Kapillar	Gel
BPM #1	Rand	21,33	1,89	39,00	10,31	6,53	3,77
BPM #2	Rand	17,51	1,89	45,19	10,45	6,45	4,01
BPF	Kern	6,73	1,90	22,66	16,77	6,01	10,76
	Rand	6,14	1,90	20,78	17,10	6,34	10,77

7.1.3 Hydratationsgrad und Calciumhydroxidgehalt

Für die Bohrpfahlbetone BPM wurde ergänzend der Hydratationsgrad und der Calciumhydroxidgehalt mittels Thermoanalytik ermittelt. Die Auswertung weicht vom in Abschnitt 6.1.2.1 beschriebenen Vorgehen aufgrund des heterogenen Baustoffes ab und wird im Anhang unter A5.6 beschrieben. Die Ergebnisse aus Doppelbestimmungen sind in Tabelle 7.3 aufgeführt. Die Ergebnisse des Hydratationsgrades α zeigen eine geringe Streuung. Die stärkeren Streuungen der Portlandit-Gehalte können auf Inhomogenitäten in der Probe zurückzuführen sein. Beispielsweise kommt es in der Kontaktzone zwischen Bindemittelmatrix und Gesteinskörnung zur Anreicherung von Calciumhydroxid. Die Ausprägung dieser Kontaktzone hängt von vielerlei Faktoren ab (siehe 2.1.4.1). Für die Messungen wurden keine bindemittelangereicherten Proben verwendet. Die hier ermittelten Schwankungen könnten entsprechend auf Gesteinskörnungen unterschiedlicher Größe im Randbereich des Pfahlfußes zurückzuführen sein, in deren Kontaktzone sich entsprechend unterschiedliche Mengen Calciumhydroxid gebildet haben. Der vergleichsweise niedrige

Hydratationsgrad ist auf die Verwendung von CEM III/B-Zement zurückzuführen, bei dem der Hüttensand üblicherweise niedrige Hydratationsgrade erreicht.

Tabelle 7.3: Mittels Thermoanalyse ermittelte Hydratationsgrade und Calciumhydroxidgehalte der Bohrpfahlbetone BFM

Probe	Hydratationsgrad α in (%)	s in (%)	$Ca(OH)_2$ -Gehalt in (%)	s in (%)
BFM #1	63,21	0,11	5,13	0,89
BFM #2	63,93	0,75	5,16	1,33

7.1.4 Gefügestruktur

Anhand der visuellen Ansprache (siehe Abbildung A 5.2) der BPF-Bohrkerne zeigt sich eine homogene Verteilung der Gesteinskörnung. Des Weiteren sind Lunker und Verdichtungsporen makroskopisch festzustellen. Die visuelle Ansprache der BPM-Bohrpfähle (siehe Abbildung A 5.4) zeigt eine homogene Verteilung der Gesteinskörnung über den Längs- und Radialquerschnitt des Pfahles. Im Pfahlfußbereich wurde der für die Betonage im Kontraktorverfahren benötigte Pflöpfen im Baustoff eingebunden. Im direkten Nahbereich des Pflöpfens ist eine Bindemittelanreicherung zu beobachten. Die Manteloberfläche der BPM-Pfähle ist durch anhaftende Sandkörner geprägt.

Die detaillierte Charakterisierung der Gefügestruktur erfolgte qualitativ an Dünnschliffen im Durchlicht (siehe 6.1.2.3). In Abbildung 7.2 sind repräsentative Aufnahmen des Randbereiches der BPF-Betone dargestellt. Unter gekreuzten Polarisatoren ist die Carbonatisierung der Bindemittelmatrix gut zu erkennen. Das Betongefüge ist homogen und die Gesteinskörnung gleichmäßig über den Ausschnitt des Dünnschliffes verteilt. In der Bindemittelmatrix sind unhydratisierte Hüttensandkörner und teilweise nicht reagierte Flugasche (glasige weiß bzw. braune Kugelform) erkennbar. Des Weiteren finden sich im Dünnschliff vereinzelt luftgefüllte (Verdichtungs-) Poren, welche im polarisierten Durchlicht aufgrund des blauen Einbettungsharzes gut identifizierbar sind.

In Abbildung 7.3 sind repräsentative Aufnahmen von Dünnschliffen im Durchlicht aus dem Randbereich des Pfahlfußes des Modellbohrpfahles BPM #2 gegeben. Der Randbereich ist gekennzeichnet von mehrlagig anhaftenden Sandkörnern, welche teilweise durch Calciumcarbonate verkittet sind (Abbildung 7.3, A) und B)). Des Weiteren zeigt sich eine Fließstruktur bzw. Verwirbelung in der Bindemittelmatrix welche kleinere Gesteinskörnung umschließt. Im Nahbereich des Randes zeigen sich zudem singular Separationsbereiche von dunklen Klinkerrelikten, während der Hüttensand homogen verteilt ist (Abbildung 7.3, C) und D)). Der hellere Bereich im linear polarisierten Licht zeigt sich auch unter gekreuzten Polarisatoren auffällig, da hier eine Anhäufung kleinerer Portlanditkristalle zu beobachten ist. Dies kann auf einen lokal erhöhten w/z-Wert hindeuten. Die Kontaktzone der Gesteinskörnung ist durch eine ausgeprägte Portlanditbildung geprägt (Abbildung 7.3, E) und F)). Im vom Dünnschliff abgedeckten Bereich des Bohrpfahlbetones zeigt sich diese ausgeprägte ITZ als heterogen um die Gesteinskörnung verteilt (siehe 2.1.4.1) und kann mit Mikrobluten im Frischbeton assoziiert werden. Zudem ist bei Bohrpfahlbetonen aufgrund der Betonzusammensetzung und der Anwendung von Fließmitteln, die Bildung eines lokal begrenzten Filterkuchens durch Abgabe von Anmachwasser in den umgebenden, nichtbindigen Baugrund möglich.

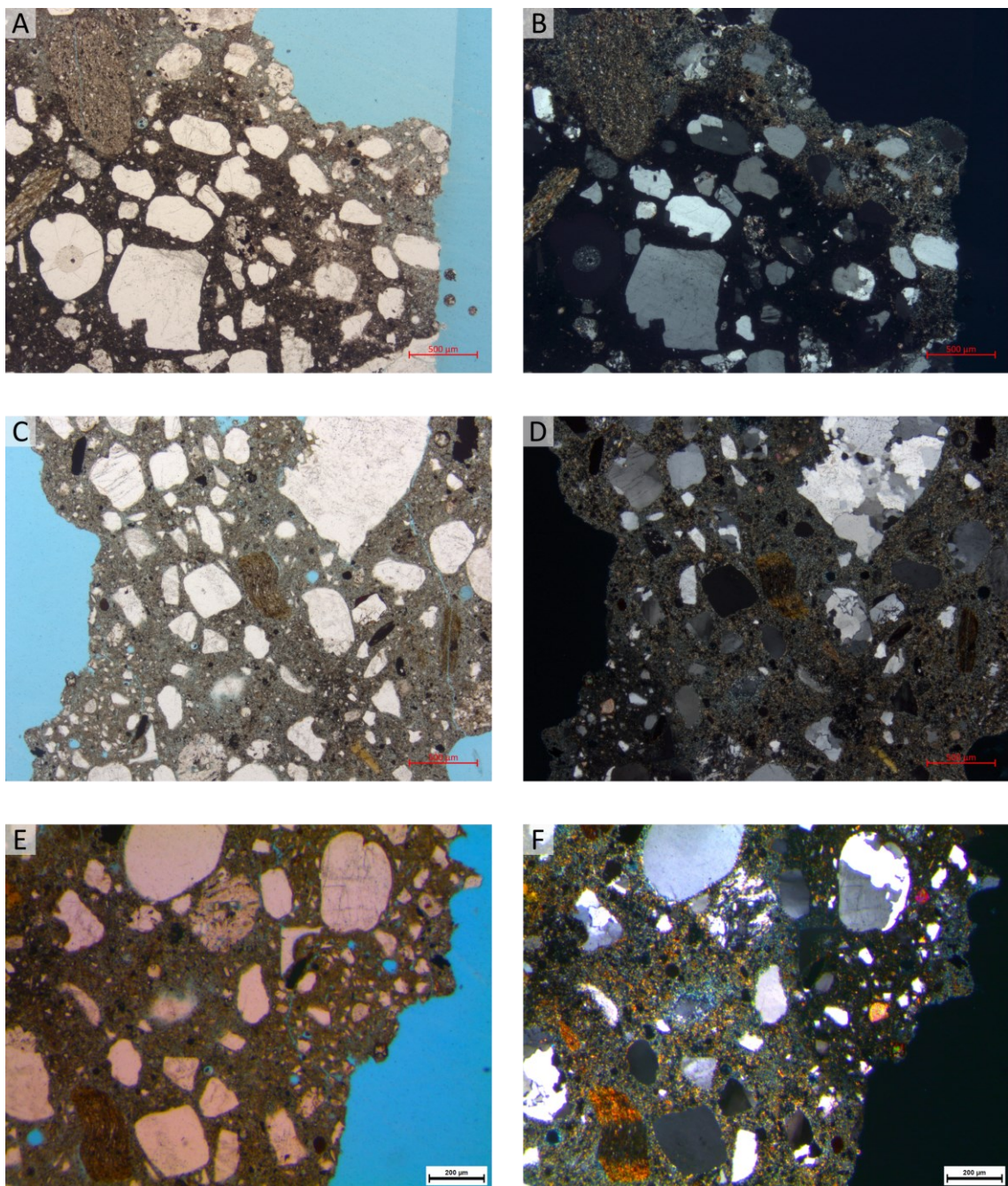


Abbildung 7.2: Dünnschliffmikroskopie des BPF: A) Randbereich (rechts) Bohrkern 1 (ppt, Maßstab entspricht 500 µm), B) wie A) (xpt, Maßstab entspricht 500 µm), C) Randbereich (links) Bohrkern 5 (ppt, Maßstab entspricht 500 µm), D) wie C) (xpt, Maßstab entspricht 500 µm), E) Randbereich (rechts) Bohrkern 5 (ppt, Maßstab entspricht 200 µm), F) wie E) (xpt, Maßstab entspricht 200 µm)

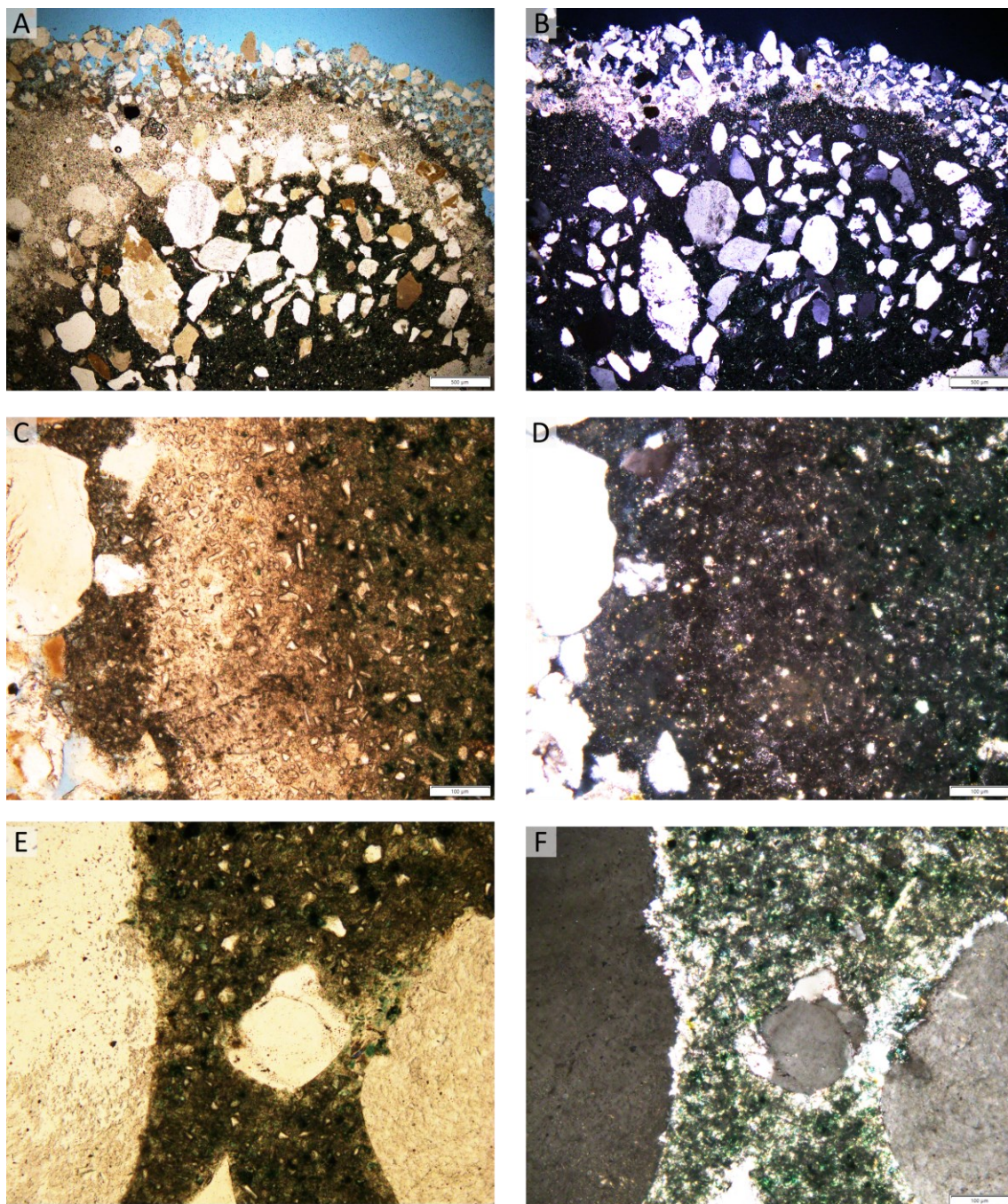


Abbildung 7.3: Dünnschliffmikroskopie des BPM #2: A) Fußbereich mit anhaftendem Sand (ppt, Maßstab entspricht 500 µm), B) wie A) (xpt, Maßstab entspricht 500 µm), C) Bindemittelmatrix im unmittelbaren Randbereich (links) (ppt, Maßstab entspricht 100 µm), D) wie C) (xpt, Maßstab entspricht 100 µm), E) Kontaktzone der Gesteinskörnung (ppt, Maßstab entspricht 100 µm), F) wie E) (xpt, Maßstab entspricht 100 µm)

Die Untersuchungen der Gefügestruktur konnten für beide Bohrpfahlbetone – BPF und BPM – keine ausgeprägte Bindemittelanreicherung und Gefügeverdichtung im unmittelbaren Randbereich feststellen. Vereinzelt wurden bei den BPM-Betonen eine örtlich begrenzte Bindemittelanreicherung beobachtet. Jedoch ist davon auszugehen, dass die Randbedingungen der Herstellung (Begrenzung der Druckdifferenz und der zeitlichen Druckaufbringung) keine charakteristische Filterkuchenbildung an der Mantel- und

Pfahlfußfläche bewirkt haben. Die Ergebnisse der Gefügeuntersuchungen des Bohrpfahlbetons BPF müssen zudem im Kontext ihrer Expositionsklasse bewertet werden, da sie aus einer temporären Bohrpfahlwand stammen. Die beobachtete Carbonatisierung durch Einwirkung von atmosphärischem CO_2 ist im Baugrund ausgeschlossen. Entsprechend ist eine gefügedichte Porenstruktur im unmittelbaren Randbereich infolge der Herstellung des Bohrpfahles in situ anzunehmen.

7.2 Düsenstrahlelemente

7.2.1 Allgemeines

Die Baustoffeigenschaften von mittels Düsenstrahlverfahren errichteten Elementen variieren mit den Herstellparametern und dem anstehenden Baugrund. So können sich innerhalb eines erhärteten Düsenstrahlelementes Bereiche reinen Zementsteines oder Feinkornbetons bzw. Mörtels einstellen, aber auch eine Art Bodenbeton mit Einlagerung von feineren und größeren Kieskörnern. Im gelösten Boden-Bindemittelsuspensionsgemisch sedimentieren Bodenpartikel in Abhängigkeit ihrer Größe (Krentz 2015). Entsprechend stellt sich über die Höhe von Düsenstrahlelementen oftmals ein Gradient der Gesteinskörnung bzw. der Bodenbestandteile hinsichtlich ihrer Größe und ihres Anteiles ein. Durch mehrere Düsvorgänge mit Bindemittelsuspensionen abnehmender w/z -Werte lässt sich die Gefügedichtigkeit und Porosität des verfestigten Bodenkörpers verbessern und verringern. Probeuntersuchungen im Rahmen der Baumaßnahme der 5. Schleusenkammer in Brunsbüttel haben gezeigt, dass unter anspruchsvollen Randbedingungen (1. Düsvorgang $w/z = 0,8$, 2. Düsvorgang $w/z = 0,45$, Ziehgeschwindigkeit 20 cm/min) Düsenstrahlelemente mit hoher Festigkeit und reduziertem w/z -Wert hergestellt werden können. Insbesondere im Randbereich der Elemente waren die Materialkennwerte von höherer Güte als im Kernbereich. (Breitenbücher 2012) Die Reduzierung des w/z -Wertes von Düsenstrahlelementen ist in einem nichtbindigen Baugrund auf Filtrationseffekte zurückzuführen (Kayser et al. 2007; Krentz 2015) (siehe 2.2.2.1). Im Gleichgewichtszustand zwischen Erosionswiderstand des Bodens und Schneidenergie des Suspensionsstrahls dringt die Bindemittelsuspension nicht weiter in das Porengefüge des Baugrundes ein. Die Mischung aus Boden und Zementsuspension wird oberhalb des Schneidstrahles zum Bohrloch transportiert. In Grundsatzversuchen wurde ein Abfiltern des Anmachwassers infolge des aufgebrachtten Düs- bzw. Verpressdruckes beobachtet. (Bergschneider 2002, S. 20)

Zu Materialeigenschaften erhärteter Düsenstrahlelemente liegen in der Literatur überwiegend mechanische Festigkeitsuntersuchungen vor. Diese sind maßgeblich vom gewählten Verfahren und den Düsparmetern sowie vom jeweiligen Baugrund abhängig. Mit zunehmender Tiefe und damit einhergehender Zunahme der effektiven Spannungen werden auch die mechanischen Eigenschaften beeinflusst. Tendenziell können beim Dreiphasenverfahren mit höheren Zuflussraten und Drücken der Bindemittelsuspension höhere einaxiale Druckfestigkeiten erreicht werden (Nikbakhtan und Osanloo 2009). Die Zusammenhänge zwischen Verfahren, Reichweite und Düsparmetern müssen für die gewünschten Baustoffeigenschaften berücksichtigt werden. Bei gleicher Zuflussrate und gleichem Düsdruck werden beim Zweiphasenverfahren zwar größere Reichweiten erzielt als beim Einphasenverfahren. Allerdings ist die im verfestigten Bodenkörper vorhandene Bindemittelmenge bei größeren Reichweiten auf ein größeres Volumen verteilt, sodass der geringere Anteil an festigkeitsbildenden Phasen sich in niedrigen einaxialen Druckfestigkeiten niederschlägt (Njock et al. 2018; Wanik et al. 2017). In der einschlägigen Fachliteratur konnten keine detaillierten Untersuchungen zum Einfluss des Düsenstrahlverfahrens auf die für die Dauerhaftigkeit relevanten Baustoffeigenschaften gefunden werden.

7.2.2 Charakterisierung von Düsenstrahlelementen aus im Feld gewonnenen Bohrkernen

7.2.2.1 Vorbemerkungen

Im Rahmen der Baumaßnahme zur Errichtung der 5. Schleusenammer in Brunsbüttel wurden Düsenstrahlelemente als Rückverankerungselemente geplant. Aufgrund der Anforderungen hinsichtlich dauerhafter Tragfähigkeit mussten die Herstellparameter zur Sicherstellung der Machbarkeit durch umfangreiche Voruntersuchungen festgelegt werden (Pohl et al. 2020). Sowohl die Randbedingungen des Baugrundes (große Tiefe) als auch die Herstellparameter liegen außerhalb des üblichen Einsatzbereiches des Düsenstrahlverfahrens. Entsprechend kann die nachfolgende Charakterisierung des Baustoffes nicht verallgemeinert werden. Es können jedoch Effekte und Besonderheiten der Herstellweise aufgezeigt werden und ggf. für künftige Fragestellungen als Grundlage dienen.

Für die Herstellung der Probesäulen mittels des Düsenstrahlverfahrens wurde ein CEM III/B 32,5 N-LH/SR (na) verwendet. Die Herstellparameter und Baugruntiefe der verschiedenen untersuchten Düsenstrahlsäulen sind im Anhang A5.7 aufgeführt. Verfahrensbedingt besteht der Baustoff aus unterschiedlichen Bereichen, welche durch einen hohen Zementsteinanteil oder Eintrag von Boden gekennzeichnet sind. Entsprechend können dem in situ eingebrachten Baustoff Eigenschaften von Zementstein, Mörtel ($D_{max} < 4$ mm) bzw. Bodenbeton mit Gesteinskörnung $D_{max} > 4$ mm zugesprochen werden. Die in situ errichteten Düsenstrahlelemente hatten bis zur Bohrkernentnahme günstige Nacherhärtingsbedingungen im Baugrund. Nach Bohrkernentnahme wurden die Proben feuchtigkeitshaltend in Folie verpackt und gelagert. Für die weiteren Untersuchungen an der TUHH wurden die Proben nach Sichtung in Leitungswassergelagert. Bei der Sichtung und Ansprache der Proben wurden Bereiche mit unterschiedlicher Charakteristik der verfestigten Düsenstrahlsäule festgehalten. Im unmittelbaren Randbereich wurde eine Dunkelverfärbung beobachtet, welche sich entweder über einen begrenzten, flächigen Bereich erstreckt oder parallel zur Außenfläche des Elementes in Schichtungen verläuft. Dieser Bereich stellt die Grenze des mittels Schneidstrahl erodierten Bodens und den Beginn des verfestigten Baustoffes dar. Er wird fortan als Düsenstrahl- bzw. Düshorizont bezeichnet. Eine Übersicht über die in den untersuchten Düsenstrahlelementen auftretenden Erscheinungsformen des Düshorizontes ist in Abbildung 7.4 gegeben.



Abbildung 7.4: Erscheinungsform des Düshorizontes in untersuchten Düsenstrahlelementen: A) ausgedehnte dünne Schichtungen und begrenzter Bereich am angrenzenden Boden, B) örtlich begrenzt, Übergang zu Matrix mit Mörtelcharakter, C) im Randbereich begrenzter, stark konzentrierter Düshorizont

7.2.2.2 Porosität

Die Untersuchungen der Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck erfolgten an Probenstücken unterschiedlicher Charakteristik: unmittelbarer Randbereich (Düsenstrahlhorizont mit hohem Zementsteinanteil oder Anteil an Gesteinskörnung $D_{max} < 4$ mm), Kernbereich (mit unterschiedlichem Größtkorn). Je Probe wurden drei Stücke mit Abmessungen von ca. $4 \cdot 4 \cdot 2$ cm³ formatiert. Im unmittelbaren Randbereich waren die Probenoberflächen verfahrensbedingt nicht linear. Bei den Proben des Düshorizontes wurde anhaftender, vermörtelter Sand durch eine Drahtbürste abgetragen. Der Schwerpunkt der Untersuchungen lag auf dem durch den Düshorizont geprägten Randbereich der Düsenstrahlsäulen.

Die Ergebnisse der Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck sind in Abbildung 7.5 dargestellt. Der Bereich des Düshorizontes, der einen hohen Anteil an Zementstein und nur einen vernachlässigbaren Anteil an Gesteinskörnung aufweist, zeigt für die unterschiedlich betrachteten Düsenstrahlsäulen eine Bandbreite von 20,85 bis 29,41 Vol.-%. Bei einem höheren Anteil an Gesteinskörnung im Randbereich nimmt Φ_{WA} signifikant ab auf 14,03 Vol.-% (Düshorizont (Mörtel), Abbildung 7.4, B)). Im Kernbereich der Düsenstrahlsäule hat der Baustoff einen hohen Zementsteinanteil mit vereinzelt Feinanteilen an Gesteinskörnung. Die Werte für Φ_{WA} sind in diesem Bereich signifikant höher als im Randbereich der untersuchten Düsenstrahlsäulen. Für Kernbereiche mit erhöhtem Anteil an Gesteinskörnung werden niedrige, mittels Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck gemessene Porositäten im Bereich zwischen 13,40 bis 14,73 Vol.-% beobachtet. Dies ist auf den reduzierten Anteil an Zementstein der jeweiligen Proben zurückzuführen.

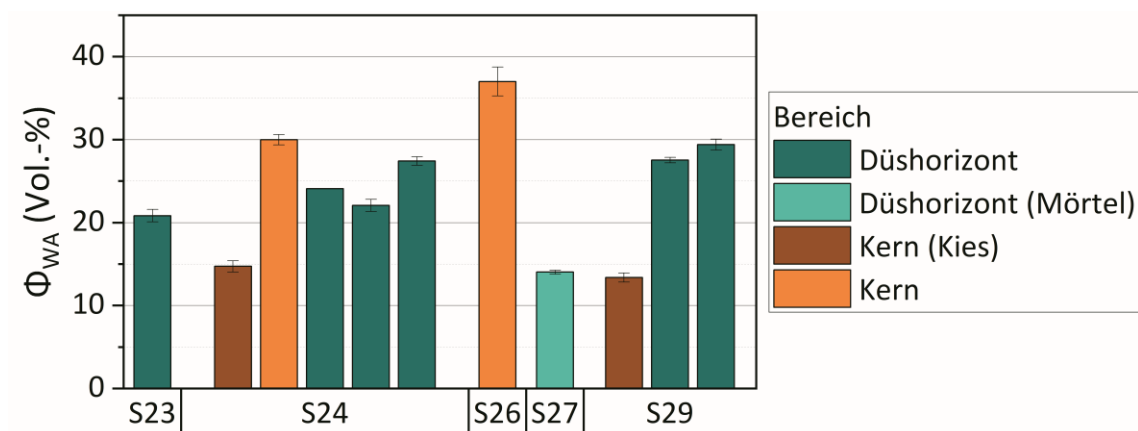


Abbildung 7.5: Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck für Proben aus unterschiedlichen Bereichen von Düsenstrahlsäulen

An Probekörpern der Säule S24-3 wurden Messungen mittels MIP durchgeführt, um Einblicke in die Porenstruktur des Düsenstrahlelementes zu erhalten. Zu diesem Zweck wurden Proben des Randbereiches des Düshorizontes (DS) und des unmittelbar an den Düshorizont angrenzenden Bereiches (R) untersucht. Ebenso wurde eine Probe aus dem Kernbereich mittels MIP gemessen. Die kumulative und differentielle Porenradialverteilung ist in Abbildung 7.6 dargestellt. Die aus den MIP-Messungen ermittelten Porenkennwerte und Porositäten sind in Tabelle 7.4 aufgeführt.

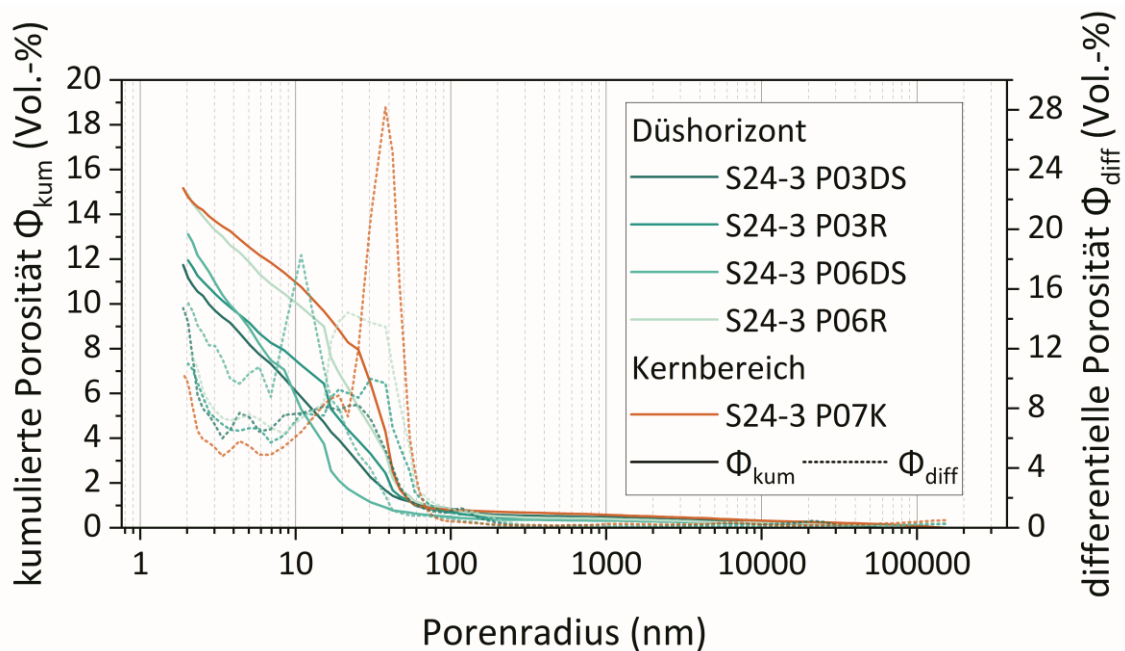


Abbildung 7.6: Mittels MIP erfasste kumulierte und differentielle Porosität von Proben des Düshorizontes und des Kernbereiches der Düsenstrahlsäule S24-3

Die Ergebnisse zeigen, dass im Kernbereich der Düsenstrahlsäule (P07K) im Vergleich zu den Düshorizontproben ein höherer Φ_{Hg} -Wert ermittelt wurde. Die Porenstruktur zeigt zudem einen ausgeprägten kritischen Porenradius mit hohem Volumenanteil am Gesamtporensystem. Die Proben des Düshorizontes (P03DS und P06DS) haben im Vergleich zu den angrenzenden Proben des Randbereiches (P03R und P06R) ein dichteres Porengefüge, was sich anhand der niedrigen Medianporenradien und den höheren Gelporositäten sowie niedrigen Kapillarporositäten zeigt. Die differentiellen Porenradienverteilungen der DS-Proben zeigen zudem ein Abflachen im Bereich von $20 < r < 40$ nm an. Für die Probe P03DS führt dies zu einem kritischen Porenradius an der unteren Grenze des Messbereiches der Quecksilberdruckporosimetrie. Zwischen dem Düshorizont und dem an ihn angrenzenden Bereich nehmen die Porositätskennwerte und Porositäten zu.

Die Untersuchungen der Porosität an mittels Düsenstrahlverfahren hergestellten Säulen zeigen, dass der im Grenz- bzw. Randbereich ausgebildete Düshorizont signifikant niedrige Porositätskennwerte und Porositäten aufweist. Durch den verwendeten Hochofenzement wird ein Baustoff mit ausgeprägtem Gelporenbereich und geringem Kapillarporenraum hergestellt. Die untersuchten Proben aus dem Kernbereich der Säulen mit hohem Bindemittelanteil deuten durch höhere Φ_{WA} -Werte an, dass durch das Einbringen der Frischsuspension in der Mitte der Säule ein Porositätsgradient von innen nach außen entstehen kann. Das Einbinden von Bodenmaterial bzw. Gesteinskörnung aus dem aufgeschnittenen Baugrund reduziert die Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck aufgrund des reduzierten Zementsteinanteils signifikant. Die niedrigen Porositätskennwerte der untersuchten Säulen zeigen auch, dass durch das Herstellverfahren die initialen w/z-Werte der eingesetzten Suspensionen durch Filtrationseffekte reduziert werden. Die niedrigen Φ_{Hg} -Werte im unmittelbaren Randbereich unterstreichen dies.

Tabelle 7.4: Anhand von MIP-Messungen ermittelte Porositätskennwerte und Porositäten von Düsenstrahlkörpern der Säule S24-3 aus CEM III/B 32,5 N-LH/SR (na)

Probe	Porositätskennwerte in (nm)			Porositäten in (Vol.-%)		
	r_{med}	r_{krit}	r_{Gr}	Φ_{Hg}	Kapillar	Gel
Düshorizont (unmittelbarer Randbereich)						
S24-3 P03DS	10,77	1,89	46,40	11,74	5,84	5,90
S24-3 P06DS	9,12	10,85	20,67	13,12	5,30	7,82
Randbereich außerhalb des Düshorizontes						
S24-3 P03R	15,92	2,03	49,15	11,94	7,26	4,68
S24-3 P06R	17,38	21,73	49,51	14,90	9,87	5,03
Kernbereich						
S24-3 P07K	26,58	37,94	48,18	15,17	10,77	4,41

7.2.2.3 Gefügestruktur

Um die Gefügestruktur von mittels Düsenstrahlverfahren hergestellten Baustoffen im Baugrund zu charakterisieren, wurden Dünnschliffe mittels Polarisationslichtmikroskopie untersucht (siehe 6.1.2.3). Nachfolgend werden anhand repräsentativer Probenausschnitte Besonderheiten vorgestellt und diskutiert. In Abbildung 7.7 sind Erscheinungsformen des Düshorizontes im polarisierten Durchlicht dargestellt. Diese Erscheinungsformen deuten auf unterschiedliche Fließstrukturen beim Errichten des Düsenstrahlelementes hin. In Abbildung 7.7, A) sind Verwirbelungen der dunklen Schichtungen deutlich zu erkennen, während in B) die dunkle Schichtung des Düshorizontes gleichmäßig und parallel zum Randbereich erscheint. Zudem zeigt sich in Abbildung 7.7, B) eine breitere Ausdehnung der schwarzen Schichtung im unmittelbaren Randbereich. Die Sandkörner des angrenzenden Bodens sind teilweise in diese dunkle Schichtung eingebettet. Im Porenraum des anhaftenden Bodens sind Phasen erkennbar, welche sich unter gekreuzten Polarisatoren als Calcit identifizieren lassen. Dies deutet darauf hin, dass Anteile der eingebrachten Zementsuspension in das angrenzende Korngerüst des Bodens eindringen konnten, während sich an der Grenzfläche eine Separation einstellt.

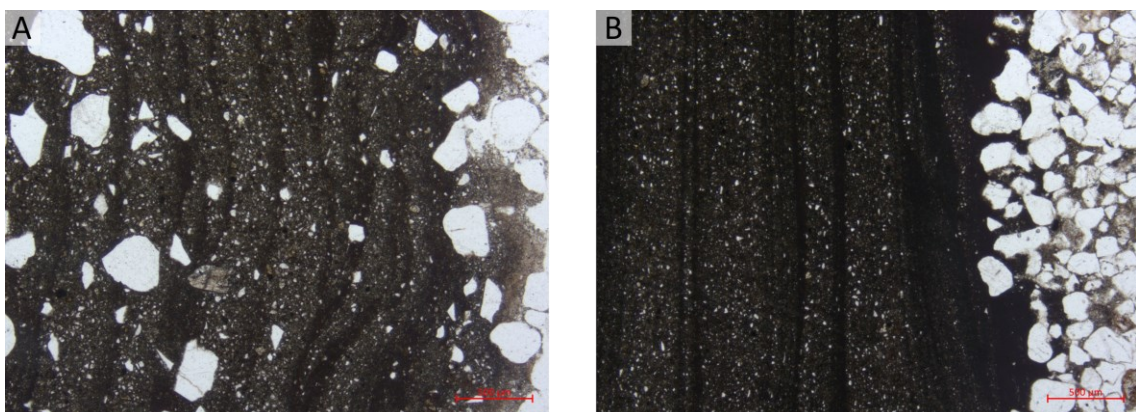


Abbildung 7.7: Dünnschliffmikroskopie des Düshorizontes: A) Düshorizont S27-9 mit rechts anhaftenden Sandkörnern (ppt, Maßstab entspricht 500 µm), B) Düshorizont S29-8 mit rechts anhaftenden Sandkörnern (ppt, Maßstab entspricht 500 µm)

In Abbildung 7.8 sind verschiedene Aufnahmen von Dünnschliffen des Düshorizontes der Säule S24-3 dargestellt. Abbildung 7.8 A) und B) zeigen, dass sich während des Herstellvorganges gelöste Körner des Bodens teilweise mit ihrer längeren Seite parallel zum Randbereich und innerhalb der Schichtungen des Düshorizontes ausrichten. Die Vergrößerung der im einfachen Durchlicht schwarz erscheinenden Schichtung ist in Abbildung 7.8 C) und D) zu sehen. Es ist deutlich zu erkennen, dass eine Separation von Feststoffkomponenten der Zementsuspension stattfindet. Zwischen den dunklen weitgehend optisch-isotropen Schichten bilden sich Agglomerate aus Hüttensandkörnern und unhydratisierten Zementklinkerrelikten (C_3S und C_2S). Im unmittelbaren Randbereich ist Portlandit nur singulär anzutreffen, während es mit zunehmendem Abstand vom Randbereich bzw. vom Düshorizont homogen in der Bindemittelmatrix verteilt ist. In der schwarzen Schicht des Düshorizontes finden sich keine oder nur feine Körner bzw. Klinkerrelikte. Als Ursachen für die Schichtbildung kann die Rotation des Düsgestänges angenommen werden. Die Separation und Schichtung kann auch auf Druckdifferenzen des Suspensionsstrahles während der Ausführungsarbeiten zurückzuführen sein. Der isotrope Charakter sowie die wenigen und kleinen Zementklinkerrelikte in diesem Bereich deuten darauf hin, dass eine rhythmische Separation anhand der Partikelgröße stattfand. Kleine Zementpartikel sind in diesem Bereich nahezu vollständig hydratisiert und bilden eine kompakte, dichte Bindemittelmatrix aus. Dass in diesem Bereich auch kein Portlandit anzutreffen ist, kann verschiedene Gründe haben. Es ist denkbar, dass eine Separation innerhalb der vorliegenden Klinkerphasen stattfindet und beispielsweise diese Bereiche mit C_3A und C_4AF angereichert sind. Weiterhin ist es möglich, dass sich kleine Hüttensandkörner ebenfalls in diesen Bereichen anreichern und unter Verbrauch des Portlandits bereits vollständig hydratisiert sind.

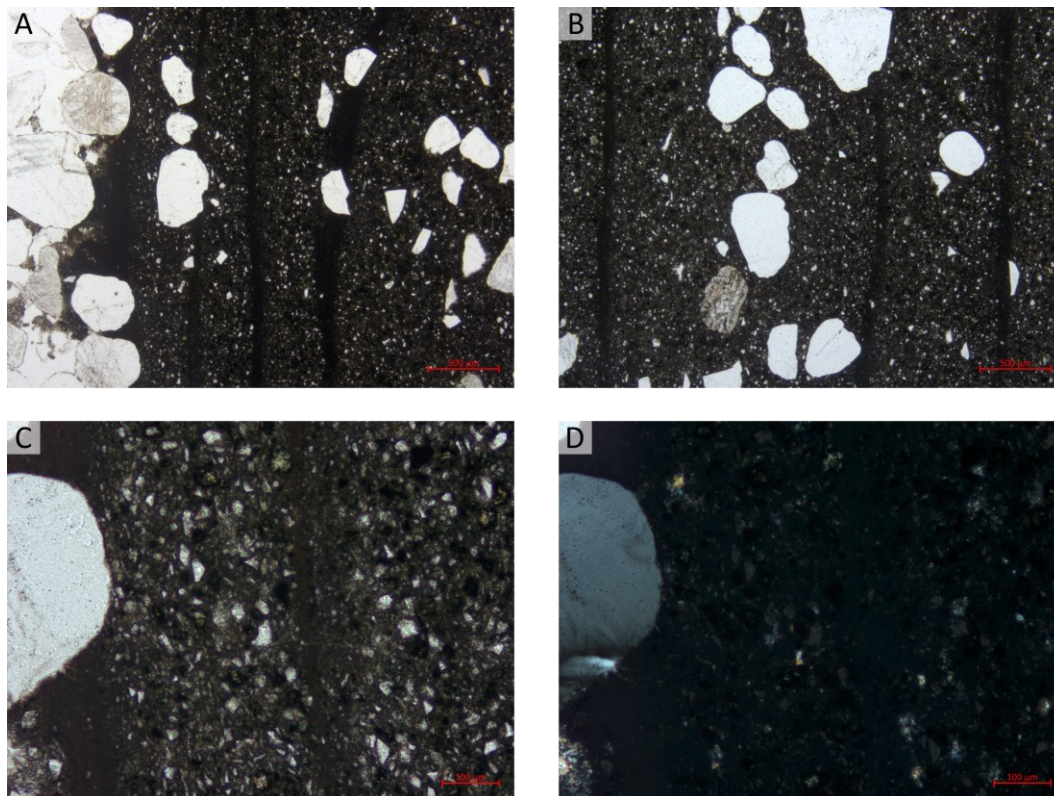


Abbildung 7.8: Dünnschliffmikroskopie der Düsenstrahlsäule S24-3: A) Düshorizont mit anhaftendem Sand sowie im Düshorizont ausgerichtete Sandkörner (ppt, Maßstab entspricht 500 μm), B) Düshorizont mit separierten und geschichteten Sandkörnern (ppt, Maßstab entspricht 500 μm), C) Vergrößerte Aufnahme des Düshorizontes (ppt, Maßstab entspricht 100 μm); D) Vergrößerte Aufnahme des Düshorizontes (xpt, Maßstab entspricht 100 μm)

7.3 Verpresster Zementstein

7.3.1 Einfluss des Verpressvorganges auf Zementsuspensionen

7.3.1.1 Ergebnisse der Parameterstudie

Um Einflussgrößen auf die Verpressbarkeit von Zementsuspensionen unter dem unter 6.3 vorgestellten Versuchsaufbau herauszuarbeiten wurde eine Parameterstudie durchgeführt (siehe Anhang 6). Die wesentlichen untersuchten Randbedingungen waren:

- Einfluss des initialen w/z -Wertes der Zementsuspension
- Einfluss des Verpressdruckes
- Einfluss der Partikelgrößenverteilung und der Zementart

Die Ergebnisse der Parameterstudie zeigen, dass geringe initiale w/z -Werte einer Suspension im gewählten Versuchsaufbau zu den niedrigsten $w/z_{\text{verpresst}}$ -Werten führen. Mit zunehmendem w/z_{init} nimmt zwar der prozentuale Anteil der ausgepressten Wassermenge zu, aufgrund der abnehmenden Frischsuspensionsdichte nimmt im begrenzten Volumen der Filterpresse der Anteil an Zementpartikeln ab. Entsprechend ist der interpartikuläre Abstand größer. Mit Aufbringen des Verpressdruckes und dem Aufbau des Filterkuchens vom Filtermedium her, nimmt der Abstand der Zementpartikel ab. Bevor die Lagerungsdichte von Suspensionen niedriger w/z_{init} -Werte erreicht wird, endet der Filtrationsvorgang infolge der Durchgängigkeit der Druckluftströmung. Im Porenraum des Haufwerkes bleibt eine gewisse Menge des Anmachwassers zurück, sodass wassergesättigte und ungesättigte Bereiche im Filterkuchen vorliegen. Bei einer Kuchenfiltration durch Verdichtung bleibt der Porenraum des Filterkuchens hingegen gesättigt. Entsprechend können für unterschiedliche w/z_{init} unter solchen Randbedingungen bei konstantem Verpressdruck vergleichbare $w/z_{\text{verpresst}}$ -Werte erzielt werden (Domes 2015, S. 156).

Mit zunehmendem Verpressdruck nehmen im gewählten Versuchsaufbau die $w/z_{\text{verpresst}}$ -Werte kontinuierlich ab. Die Verdrängung des Anmachwassers durch Druckluft läuft dabei umso schneller ab, je höher der Verpressdruck gewählt wird. Bei geringen Verpressdrücken < 3 bar ist der Zementleim-Filterkuchen aufgrund des überschüssigen Anmachwasser nach dem Ausbau feuchtigkeitsbenetzt. Ab Verpressdrücken von 5 bar kommt es im gewählten Versuchsaufbau zu Schäden des gebildeten Zementleim-Filterkuchens.

Das Wasserrückhaltevermögen nimmt mit abnehmender Feinheit bzw. mit größeren Lageparametern x' ab. Dies führt zu geringeren $w/z_{\text{verpresst}}$ -Werten der untersuchten Suspensionen. Zudem zeigte sich bei den durchgeführten Voruntersuchungen ein Einfluss der mineralogischen Zusammensetzung. Ein reduzierter C_3A -Gehalt feiner Portlandzemente führt ebenfalls zu geringeren $w/z_{\text{verpresst}}$ -Werten. Durch die hohe Reaktionsgeschwindigkeit des Aluminats und die damit einhergehende Bildung von AFt-Phasen auf dessen Partikeloberfläche (siehe 2.1.3.1) erhöht sich der Wasseranspruch entsprechender Zemente.

7.3.1.2 Zusammensetzung des Anmachwassers

Die Zusammensetzung der flüssigen Phase in Zementsuspension in den ersten Minuten nach Wasserzugabe wurde in Abschnitt 2.1.3.3 erläutert. Die Herstellweise verpresster geotechnischer Elemente führt in nichtbindigen Böden zum Abfiltern des Anmachwassers in den umgebenden Baugrund. Die Ionen dieses ausgefilterten Wassers können sich entsprechend im Porenraum des Bodens um das hergestellte Element ansammeln. Die Verweildauer in unmittelbarer Umgebung des Gründungselementes hängt von den

Transportbedingungen im Baugrund und der Grundwasserströmung ab. Entsprechend kann in den ersten Stunden nach der Herstellung eine gewisse dämpfende Wirkung postuliert werden, welche den frischen Baustoff vor der Einwirkung aggressiver Grundwässer schützt.

Das Filtratwasser an nach Abschnitt 6.3 verpressten Portland- und Hochofenzementen wurde hinsichtlich seiner Zusammensetzung untersucht. Die chemische und mineralogische Zusammensetzung der untersuchten Zemente ist in Tabelle A 8.1 gegeben. Die Konzentration relevanter Ionen wurde am Zentrallabor der TUHH mittels optischer Emissionsspektrometrie mit induktiv gekoppeltem Plasma (ICP-OES) gemessen. Die Ermittlung des pH-Wertes und der Hydroxidionenkonzentration erfolgte nach Abschnitt 6.1.4.4. Die Ergebnisse sind in Tabelle 7.5 und in Abbildung 7.9 aufgeführt.

Tabelle 7.5: Zusammensetzung des abgefilterten Anmachwassers reiner Zementsuspensionen aus Portlandzement und Hochofenzement mit initialem w/z-Wert von 0,4 und 0,5

Zementart		w/z _{init} in (-)	w/z _{verpresst} in (-)	pH- Wert in (-)	OH ⁻ (mg/L)	K ⁺ (mg/L)	Na ⁺ (mg/L)	SO ₄ ²⁻ (mg/L)	Ca ²⁺ (mg/L)
CEM I 42,5 R	MW	0,4	0,30	13,15	2385	12200	1310	13150	690
	s		0,01	0,02	81	266	29	470	40
	MW	0,5	0,33	13,13	2294	9975	1075	10400	705
	s		0,03	0,00	0	202	26	240	38
CEM III/B 42,5 L-LH/SR	MW	0,4	0,30	13,03	1448	4820	520	4655	790
	s		0,01	0,01	42	126	12	39	12
	MW	0,5	0,36	12,89	1320	4020	435	4285	965
	s		0,01	0,01	27	134	15	238	62

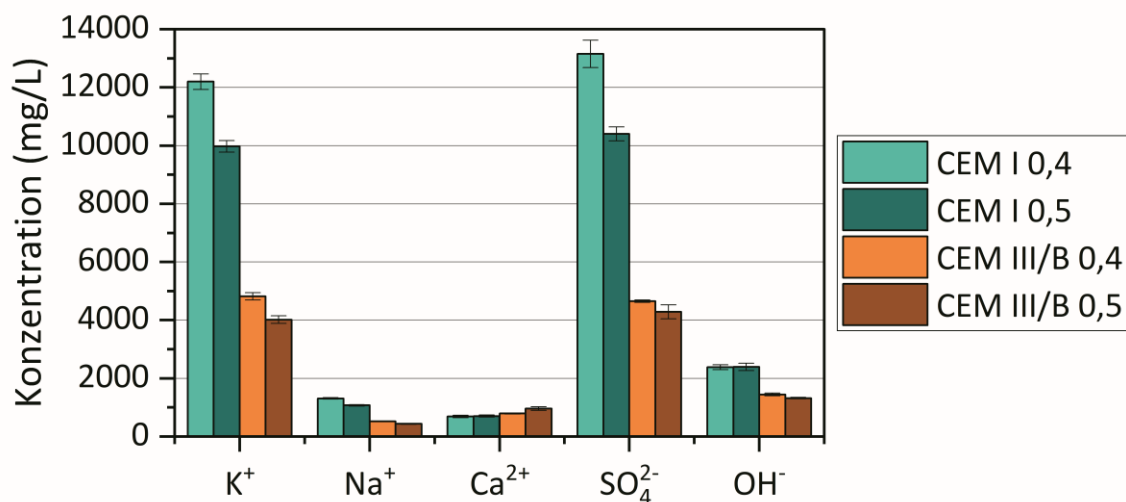


Abbildung 7.9: Ionenkonzentration des abgefilterten Anmachwassers reiner Zementsuspensionen aus Portland- und Hochofenzement mit initialen w/z-Werten 0,4 und 0,5

Die pH-Werte des ausgepressten Anmachwassers sind für beide Zemente in ähnlicher Größenordnung im alkalischen Bereich. Höhere initiale w/z-Werte führen zu geringfügig reduzierten pH-Werten. Zudem ist der pH-Wert des Anmachwassers der Portlandzementsuspension erwartungsgemäß höher als jener der Hochofenzementsuspension. Die hohen Konzentrationen an Sulfat, Kalium und auch Natrium insbesondere beim Portlandzement sind auf die schnellen Lösungsprozesse der Alkalisulfate und des Sulfatträgers während der Anfangshydrolyse zurückzuführen. Der Einfluss der Zementart wird insbesondere bei K^+ , Na^+ und SO_4^{2-} -Ionen deutlich. Dies ist auf den geringeren Anteil an Portlandzementklinker im Hochofenzement zurückzuführen. Die Konzentration an Calcium ist für beide Zementarten vergleichbar, was sich mit Beobachtungen von Vollpracht et al. (2016) deckt. Für höhere w/z-Werte ergeben sich für beide Zemente niedrigere Konzentrationen der untersuchten Ionen und insbesondere der Alkalianteile. Dies ist auf ein annähernd gleichbleibendes Alkalienangebot im Zement bei variierendem Anteil an Anmachwasser, in welches die Alkalien in Lösung gehen können, zurückzuführen. Zudem lässt sich festhalten, dass mit höherem Alkalianteil der Gehalt an SO_4^{2-} -Ionen zunimmt.

7.3.2 Einfluss des Verpressvorgangs auf erhärteten Zementstein

7.3.2.1 Vorbemerkungen

Um den Einfluss des Verpressvorganges auf die Gefügeeigenschaften von erhärtetem Zementstein zu untersuchen, wurden verpresste Zementsteine nach der in Abschnitt 6.3 beschriebenen Methodik hergestellt. Gegenstand der Untersuchungen waren ein Portlandzement (CEM I) und ein Hochofenzement (CEM III/B) deren chemische und mineralogische Zusammensetzung im Anhang Tabelle A 8.1 aufgeführt sind. Neben verpressten Zementsteinen dienten Normprismen als Referenz, welche in Anlehnung an DIN EN 196-1:2016-11 hergestellt wurden.

7.3.2.2 Porosität

In Abbildung 7.10 sind die Ergebnisse der Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck dargestellt. Erwartungsgemäß führt die Reduzierung des w/z-Wertes infolge des Verpressvorganges zu abnehmenden Φ_{WA} -Werten. Die ermittelten Porositäten sind für die Zementsteine aus Portlandzement bei vergleichbarem w/z_{init}-Wert geringer als beim Hochofenzement. Es zeigt sich außerdem, dass die verpressten Zementsteine keine ausgeprägten Gradienten über die vier untersuchten Ebenen bzw. die Höhe des Probekörpers aufweisen. Lediglich für die Zementsuspension aus CEM I mit initialem w/z-Wert von 0,5 kann ein marginaler Porositätsgradient beobachtet werden.

Anhand von MIP-Messungen kann zusätzlich auf den Einfluss des Verpressvorganges auf die Porenstruktur von erhärtetem Zementstein geschlossen werden. Die mittels MIP gemessene kumulierte und differentielle Porenradialverteilung sind für die Proben aus Portlandzement in Abbildung 7.11 und für die Proben aus Hochofenzement in Abbildung 7.12 dargestellt. Die verpressten Zementsteine wurden an Probenstücken der Ebene 1 untersucht. Die aus den MIP-Graphen ableitbaren Porenkennwerte und Porositäten sind in Tabelle 7.6 aufgeführt. Die geringeren w/z_{verpresst}-Werte der Zementsteine bewirken insbesondere beim maximalen Intrusionsvolumen Φ_{Hg} eine Reduzierung, welche bei Portlandzementsteinen deutlich ausgeprägter ist. Des Weiteren zeigen die Hochofenzementsteine grundsätzlich eine höhere Gelporosität als die Portlandzementsteine.

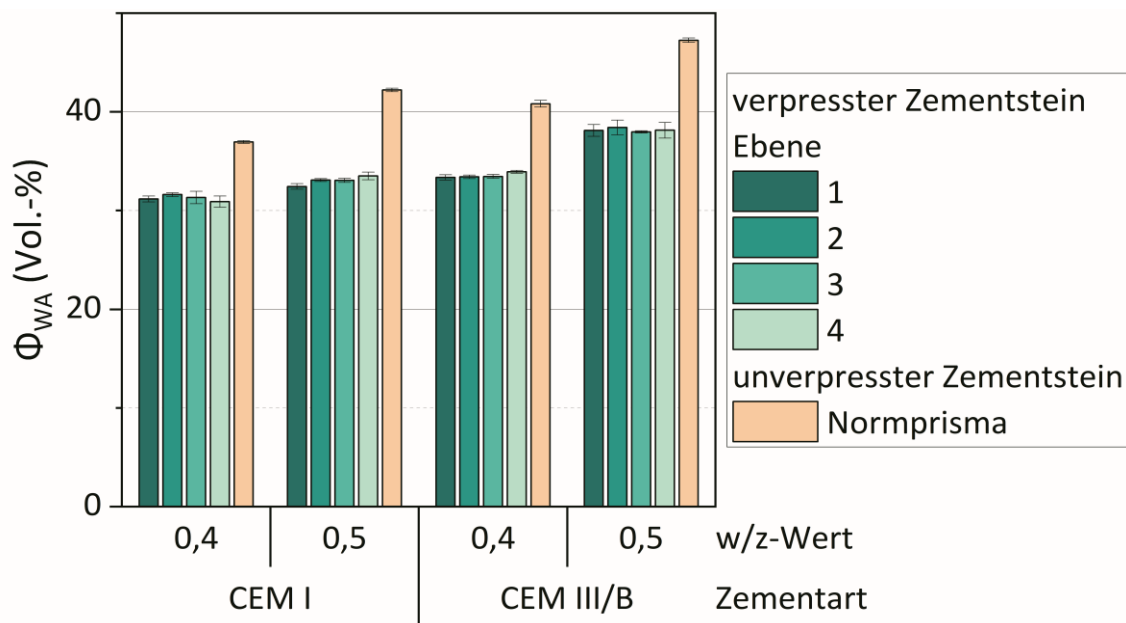


Abbildung 7.10: Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck für verpresste und unverpresste Zementsteine aus CEM I und CEM III/B mit initialen w/z-Werten von 0,4 und 0,5 (Prüfalter 56 d)

Betrachtet man die Porositätskennwerte der CEM I-Zementsteine, zeigt sich eine Zunahme des Medianporenradius infolge des Verpressens. Diese ist für den initialen w/z-Wert von 0,4 noch ausgeprägter. Die höheren r_{med} -Werte spiegeln sich auch in der Gelporosität wider, welche im Vergleich zum Referenznormprisma reduziert wird. Zwar wird auch die Kapillarporosität signifikant reduziert, jedoch nimmt der Anteil der Kapillarporen an der mittels MIP messbaren Porosität in den verpressten Zementsteinen zu. Der Einfluss des Verpressvorganges auf den kritischen Porenradius ist nicht stark ausgeprägt. Für den Grenzporeradius lässt sich eine Korrelation mit dem w/z- bzw. $w/z_{verpresst}$ -Wert ableiten. Während der Grenzporeradius für einen unverpressten w/z-Wert von 0,5 am höchsten ist, führt die drastische Reduzierung desselben infolge des Verpressvorganges zu einer Abnahme von r_{Gr} . Allerdings bewirkt die verfügbare Menge an Anmachwasser des unverpressten CEM I-Zementsteines mit einem w/z-Wert von 0,4 ein Zuwachsen bzw. Einengen des Porenraumes mit Hydratationsprodukten, sodass der Eintrittsporenradius des geometrisch durchgängigen Porensystems für diese Rezeptur am geringsten ist. Die Medianporenradien der verpressten Portlandzementsteine zeigen im Vergleich zu den unverpressten Proben eine Zunahme: Während letztere nach Tabelle 2.5 den Makrogelporen zugeordnet werden können, sind die Medianporenradien der verpressten Zementsteine im Mikrokapillarporenbereich. Aufgrund der geringeren Anzahl kleiner (Gel-) Poren kann das Porengefüge der verpressten Portlandzementsteine als weniger fein bezeichnet werden.

Die Porositätskennwerte der CEM III/B-Zementsteine zeigen eine leichte Zunahme der Medianporenradien der verpressten Zementsteine. Durch das Verpressen werden die Kapillar- und Gelporosität der Hochofenzementsteine reduziert, ohne jedoch ihren jeweiligen Anteil am mittels MIP messbaren Porenraum signifikant zu verändern. Das Verpressen hat keinen ausgeprägten Einfluss auf den kritischen Porenradius der untersuchten Hochofenzementsteine. Der Grenzporeradius wird für den Hochofenzementstein mit initialem w/z-Wert von 0,5 durch das Verpressen reduziert. Für die CEM III/B-Zementsteine mit einem w/z-Wert von 0,4 findet keine Reduktion von r_{Gr} statt. Die höhere verfügbare Menge an Anmachwasser des unverpressten Zementsteines zeigt – ähnlich wie beim CEM I – infolge des einengenden

Porenraumes durch Hydratationsprodukte eine Reduzierung von r_{Gr} . Die Medianporenradien der verpressten und unverpressten Hochofenzementsteine lassen sich beide dem Makrogelporenbereich (siehe Tabelle 2.5) zuordnen. Infolge des Verpressvorgangs nehmen die Medianporenradien geringfügig zu.

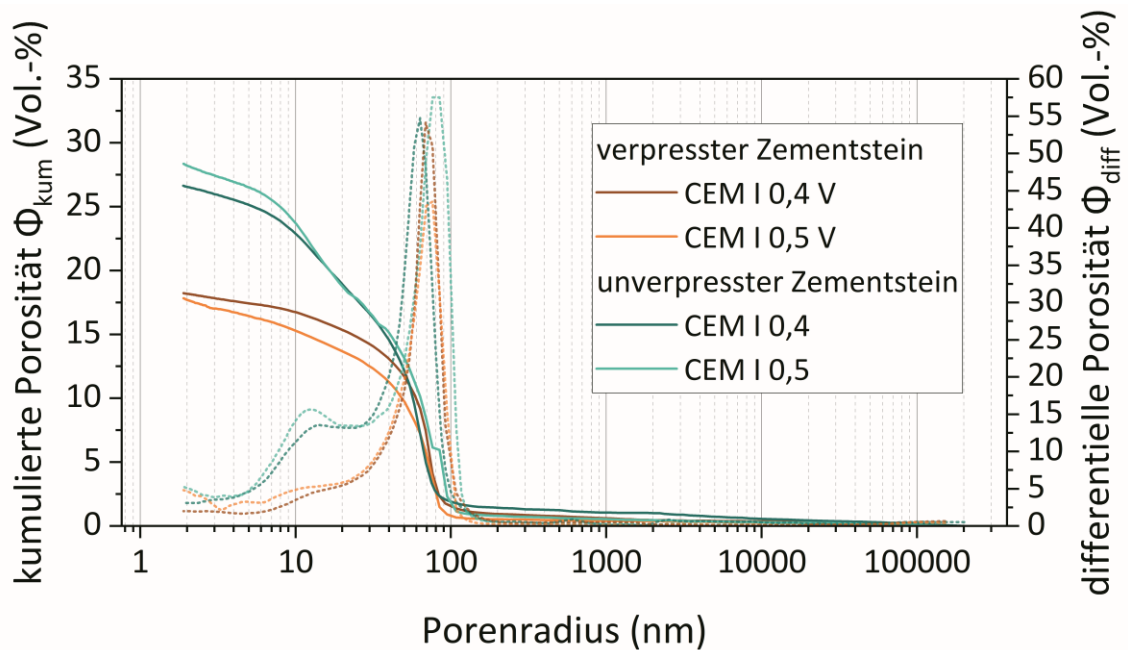


Abbildung 7.11: MIP-Porenradienverteilung für verpressten (Ebene 1) und unverpressten Zementstein aus CEM I mit initialen w/z-Werten von 0,4 und 0,5 (Prüfalter 56 d)

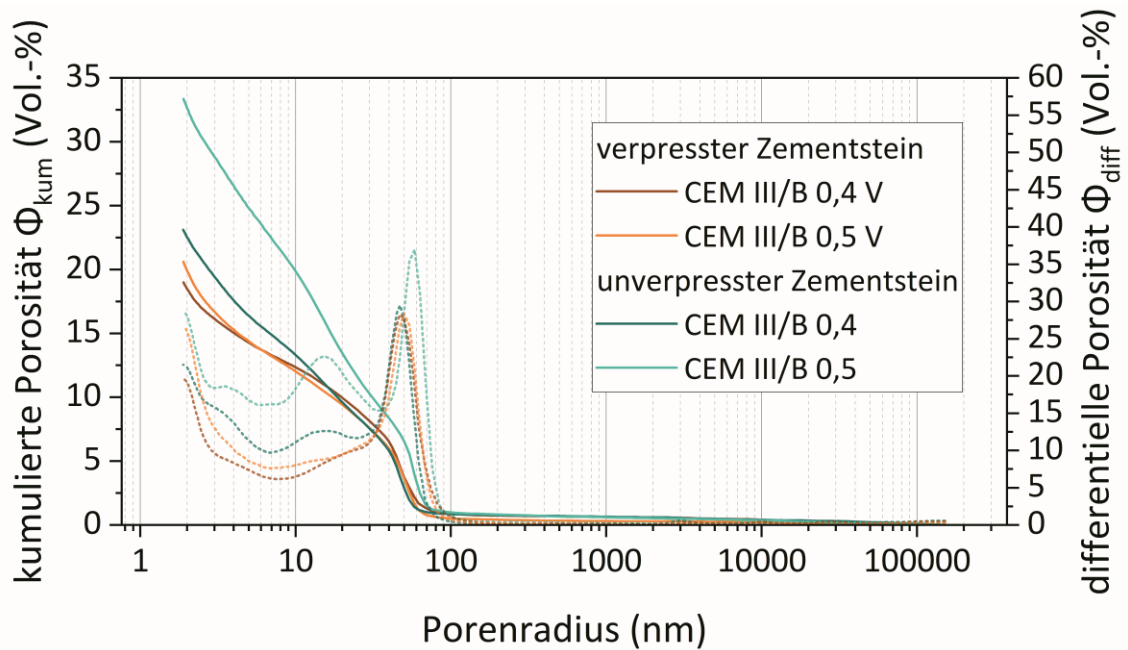


Abbildung 7.12: MIP-Porenradienverteilung für verpressten (Ebene 1) und unverpressten Zementstein aus CEM III/B mit initialen w/z-Werten von 0,4 und 0,5 (Prüfalter 56 d)

Tabelle 7.6: Anhand von MIP-Messungen ermittelte Porositätskennwerte und Porositäten von verpresstem und unverpresstem Zementstein aus CEM I und CEM III mit initialem w/z-Wert von 0,4 und 0,5 (Prüfalter 56 d)

Zementart	w/z _{init} in (-)	w/z _{verpresst} in (-)	Porositätskennwerte in (nm)			Porositäten in (Vol.-%)		
			r_{med}	r_{krit}	r_{Gr}	Φ_{Hg}	Kapillar	Gel
CEM I	0,4	0,30	63,43	68,77	85,05	18,24	16,73	1,51
		-	45,40	63,31	79,48	26,64	22,83	3,81
	0,5	0,33	54,39	76,04	87,31	17,84	15,27	2,57
		-	44,75	84,28	100,90	28,36	23,61	4,75
CEM III/B	0,4	0,31	22,23	46,90	61,77	19,01	12,31	6,70
		-	14,02	47,09	57,62	23,11	13,25	9,86
	0,5	0,36	15,91	49,93	61,97	20,61	11,99	8,62
		-	14,29	58,46	67,75	33,36	19,80	13,56

Die Untersuchungen der Porosität und Porenstruktur von verpressten Zementsteinen aus Portland- und Hochofenzement zeigen, dass sowohl die freie Wasseraufnahme als auch die mittels MIP intrudierbare Porosität signifikant reduziert werden. Der Einfluss auf den kritischen Porenradius und den Grenzporeradius ist hingegen nicht ausgeprägt. Die größeren Medianporeradien und der verringerte Anteil an Gelporosität am messbaren Porenvolumen deuten trotz insgesamt geringerer maximalen Intrusionsvolumen Φ_{Hg} auf ein weniger feines Porengefüge der verpressten Proben hin. Grund hierfür kann die geänderten Hydratationskinetik durch das Auspressen des Anmachwassers sein. Das Wachstum aufwachsenden Calciumsilicathydrate und Aft-Phasen auf den Klinkerkörnern kann durch fehlendes Anmachwasser während der Ruhe- bzw. Induktionsphase (siehe 2.1.3.1) begrenzt sein, sodass die Verzahnung weniger engmaschig ist und sich entsprechend weniger Gelporen ausbilden können. Bei Hochofenzementen ist dieser Effekt während der Frühphase der Hydratation aufgrund des geringeren Anteils an Zementklinker weniger ausgeprägt.

7.3.2.3 Gefügestruktur

Die Untersuchung der Gefügestruktur der verpressten Zementsteine wurde qualitativ mittels Dünnschliffmikroskopie durchgeführt. Gegenstand der Untersuchung war ein CEM I mit initialem w/z-Wert von 0,5, welcher mit 3 bar verpresst wurde. In Abbildung 7.13 sind repräsentative Aufnahmen an Dünnschliffen im Durchlicht zu sehen. In den Teilbildern A) bzw. B) lässt sich eine annähernd homogene Bindemittelmatrix feststellen. Im linken Randbereich, welcher die Kontaktzone zwischen Filterpapier und frischer Zementsuspension beim Verpressen war, kann man die geringfügige Anreicherung von Calcit und eine Abnahme des Portlanditgehaltes beobachten, welche auf die Wasserlagerung zurückzuführen sind. Des Weiteren zeigen sich im gewählten Bildausschnitt Bereiche mit erhöhter Porosität, welche in rissähnlichen Strukturen angesiedelt sind. Diese können aufgrund des Verpressens mit Druckluft Relikte der sich versuchsbedingt einstellenden Mehrphasenströmung aus Luft bzw. Wasser sein. Diese Risse sind normal zur Filterebene angeordnet. Die Vergrößerung des Kontaktbereichs zwischen Bindemittelmatrix und Filtermedium (Abbildung 7.13, C) und D)) zeigt erwartungsgemäß eine große Anzahl an unhydratisierten Zementklinkerkörnern, welche sich homogen verteilen und keine Anzeichen einer Separierung infolge des auf die Frischsuspension wirkenden Verpressdruckes zeigen. Des Weiteren finden sich vereinzelt größere Portlanditkristalle in der Bindemittelmatrix.

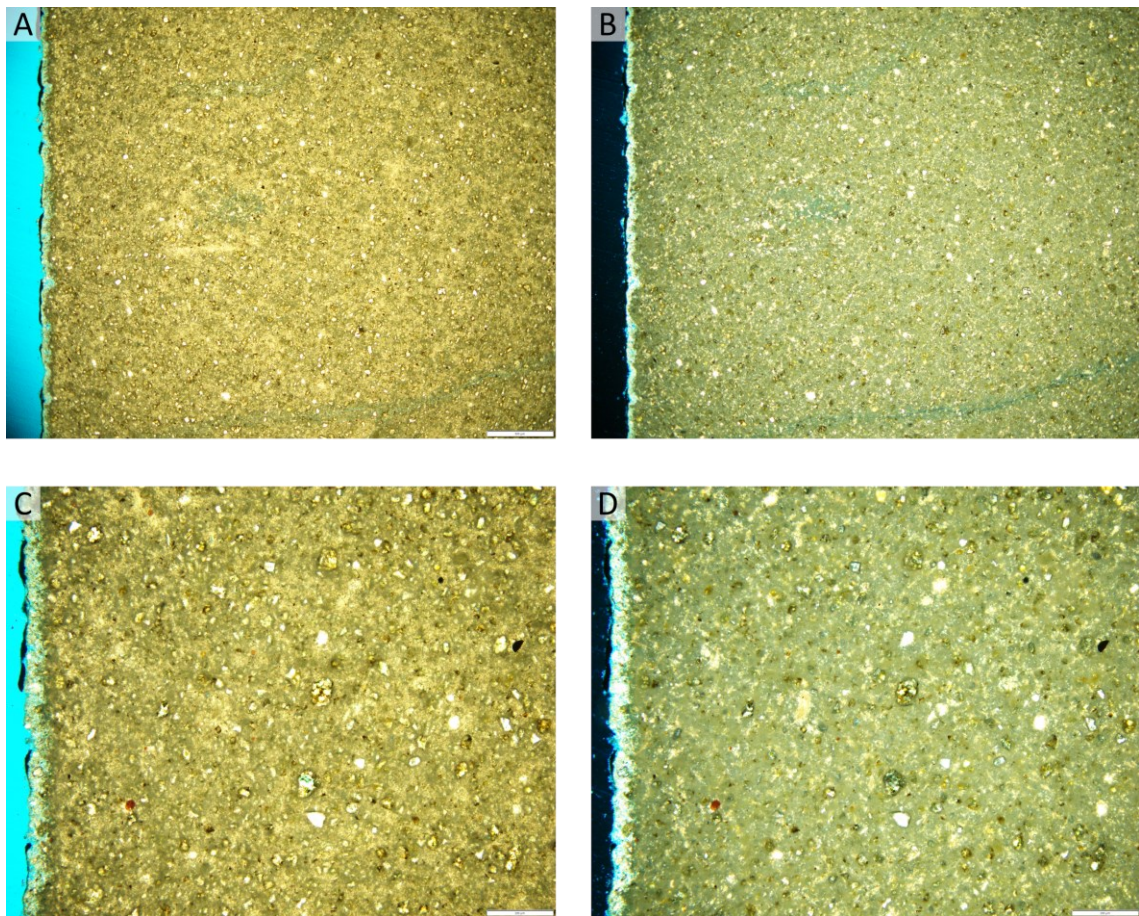


Abbildung 7.13: Dünnschliffmikroskopie von verpresstem Portlandzementstein: A) Übersicht der Bindemittelmatrix, links Randbereich am Filtermedium (ppt, Maßstab entspricht 500 μm), B) wie A) (xpt, Maßstab entspricht 500 μm), C) Vergrößerung des Nahbereiches zum Filtermedium (ppt, Maßstab entspricht 200 μm), D) wie C) (xpt, Maßstab entspricht 200 μm)

7.3.3 Charakterisierung von Verpresskörpern aus großmaßstäblichen Laborversuchen

7.3.3.1 Vorbemerkungen

Im Rahmen der großmaßstäblichen Laborversuche zur Untersuchung des Einflusses kalklösender Kohlen-säure auf Verpressanker wurde an der BAW ein Versuchsstand entwickelt, der die praxisnahe Herstellung von Verpressankern ermöglicht. Die Herstellprozedur ist in (Heidenreich et al. 2026) beschrieben. Für die Herstellung des Verpresskörpers wurde ein CEM I 42,5 R verwendet, dessen chemische und mineralogische Zusammensetzung in Tabelle A 8.1 gegeben ist. Die Zementsuspension mit einem initialen w/z-Wert von 0,5 wurde mit einem Mörtelrührer für 5 Minuten durchmischt. Im Anschluss wurde die gut aufgeschlossene Zementsuspension mithilfe des Kontraktorverfahrens in das im Versuchsbehälter befindliche Leerrohr, in welchem mittig ein Zugglied positioniert ist, eingebaut und mit 3 bar verpresst. Nach 7 Tagen wurden die hergestellten Anker geprüft und ausgebaut und lagerten für die weiteren Untersuchungen in Leitungswasser. Die zylindrischen Verpresskörper hatten eine Länge von etwa 400 mm und einen Durchmesser von etwa 90 mm. Eine Fotodokumentation der untersuchten Verpresskörper ist in Abbildung A 5.7 gegeben.

Für die weiteren Untersuchungen wurden die Verpresskörper nach Abbildung 7.14 formatiert und in drei Bereiche eingeteilt: oben (I), Mitte (II), unten (III). Am oberen und unteren Ende wurde ein Abstand von ca. 3 cm eingehalten. Aus den jeweiligen Bereichen wurden drei Scheiben mit einer Dicke von 1 cm gesägt. Aus den präparierten Scheiben werden je vier Teilstücke des äußeren und inneren Bereiches präpariert.

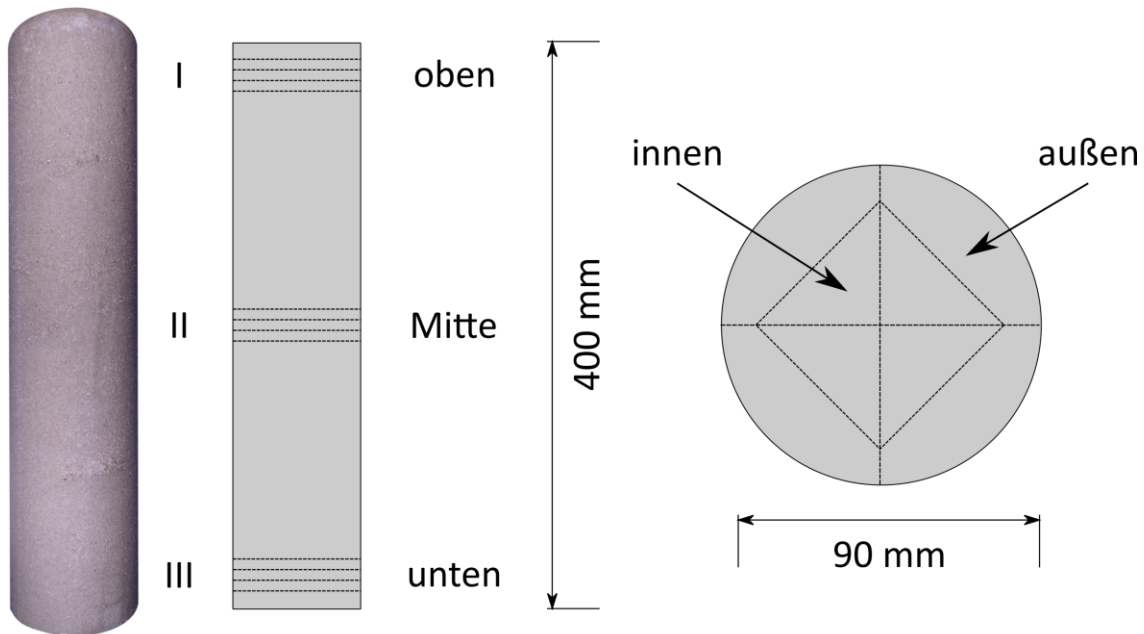


Abbildung 7.14: Schematische Darstellung der festgelegten Bereiche oben (I), Mitte (II), unten (III) und Teilstückformatierung des inneren und äußeren Bereiches für die Charakterisierung der Baustoffeigenschaften des Verpresskörpers

In Abbildung 7.15 ist ein Längsschnitt eines Verpresskörpers exemplarisch dargestellt. Die Schnittflächen sind angefeuchtet. Makroskopisch lassen sich einzelne Poren erkennen, welche gleichmäßig in der Bindemittelmatrix verteilt sind. Im Zentrum des Verpresskörpers erscheint ein sich farblich abhebender Bereich, welcher von oben nach unten (in der Abbildung von links nach rechts) konisch zuläuft. Über die Bindemittelmatrix können fleckige Dunkelverfärbungen festgestellt werden, welche homogen verteilt sind. Die Mantelfläche des Verpresskörpers ist zudem durch flächig anhaftende Sandkörner gekennzeichnet.

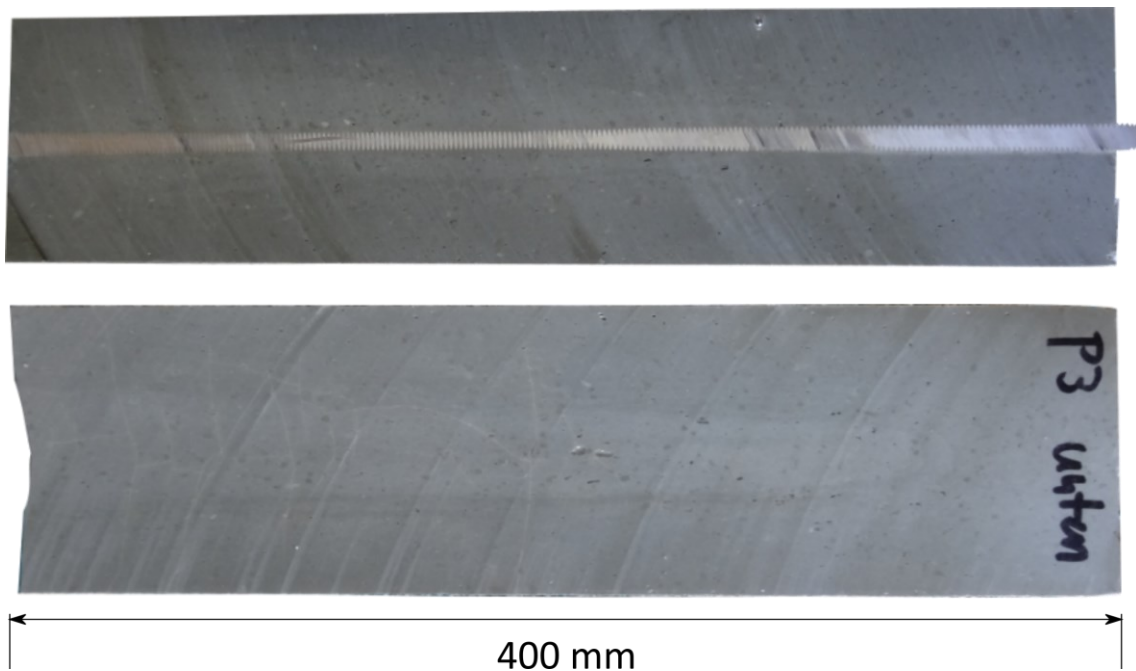


Abbildung 7.15: Längsschnitt des Verpresskörpers VK3 mit Anschnitt des mittig positionierten Zugliedes

7.3.3.2 Porosität

Die Untersuchungen der Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck erfolgte an den gemäß Abbildung 7.14 formatierten Probenstücken. Das Probenalter lag am Prüfdatum zwischen 96 und 296 Tagen (Mittelwert 213 d, $s = 89$ d). Die Ergebnisse der Messungen sind in Abbildung 7.16 dargestellt. Für die vier untersuchten Verpresskörper zeigen sich ausgeprägte Gradienten der Φ_{WA} -Werte über die Höhe bzw. die Bereiche des Verpresskörpers und auch über die Lage. So nimmt die gemessene Porosität mit zunehmender Entfernung von der Druckaufbringung (oben) zu. Ebenso zeigt das Innere des Verpresskörpers eine höhere Porosität als das Äußere, welches sich in unmittelbarem Kontakt mit dem nichtbindigen Boden befindet.

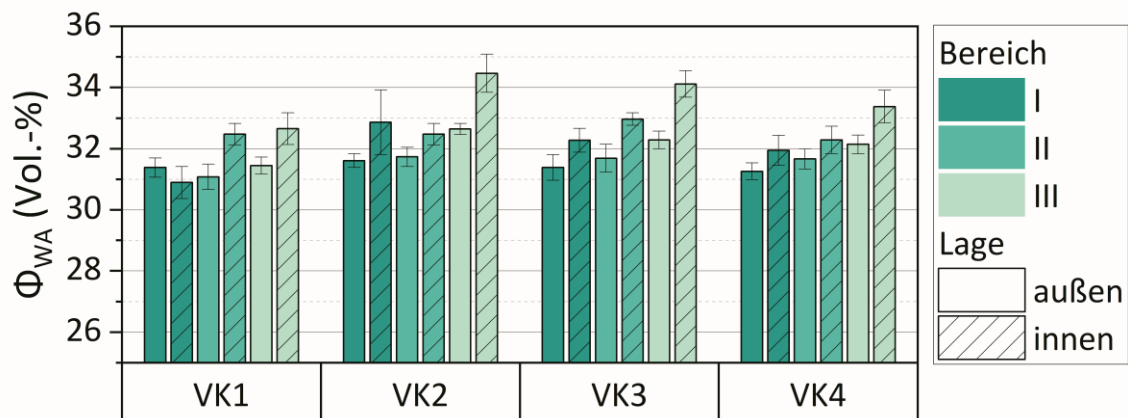


Abbildung 7.16: Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck differenziert nach Bereich und Lage im Verpresskörper für VK1, VK2, VK3 und VK4

Aus den Beobachtungen hinsichtlich der Porositätsverteilung lässt sich die Verpresswirkung der Zementsuspension, wie in Abbildung 7.17 schematisch dargestellt, ableiten. Die Wirkung des aufgetragenen Verpressdruckes nimmt über die Höhe des Verpresskörpers ab. Des Weiteren gibt es einen Gradienten der Verpresswirkung über den radialen Querschnitt. Durch die Abgabe des Anmachwassers entsteht ein steifer Filterkuchen, der das Fließverhalten der Suspension im weiteren Verlauf des Verpressvorganges beeinflusst. Mit dem Aufbringen des Verpressdruckes kommt es im oberen Bereich zur initialen Bildung eines Filterkuchens im Randbereich. Über die Suspensionssäule im Inneren wird der Druck in tieferliegende Bereiche übertragen. Die Filterkuchenbildung wandert sukzessive von der Druckeinleitungsfläche (oben) vom Randbereich her beginnend nach unten.

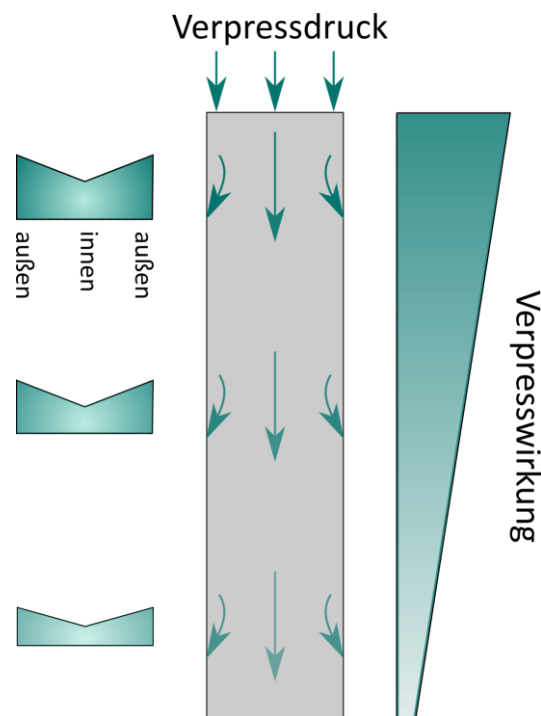


Abbildung 7.17: Schematische Darstellung der Verpresswirkung des aufgetragenen Verpressdruckes über den radialen Querschnitt und die Höhe des Verpresskörpers

An Probenstücken des äußeren Bereiches der Verpresskörper wurden Messungen mittels MIP durchgeführt, um Einblicke in die Porenstruktur zu erhalten. Dabei wurden die entsprechenden Bereiche des Verpresskörpers (I, II, III) differenziert. Die kumulative und differentielle Porenradienverteilung ist in Abbildung 7.18 dargestellt. Die aus den MIP-Messungen ermittelten Porenkennwerte und Porositäten sind in Tabelle 7.7 aufgeführt. Die Ergebnisse zeigen eine wenig ausgeprägte Streuung der Messwerte insbesondere der ermittelten Porenkennwerte. Die größten Abweichungen finden sich beim maximalen Intrusionsvolumen Φ_{Hg} . Für den Verpresskörper VK4 wurde eine Differenzierung zwischen der äußeren und inneren Lage vorgenommen. Es zeigt sich erwartungsgemäß, dass im Inneren des Verpresskörper ein höherer Φ_{Hg} -Wert vorliegt. Außerdem ist die Gelporosität im Inneren des Verpresskörpers höher. Durch die höhere Verfügbarkeit von Anmachwasser im Kern infolge der geringeren Verpresswirkung können sich höhere Hydrationsgrade und entsprechend ein feineres Porengefüge ausbilden. Die Grenzporeradien des Verpresskörpers sind für alle Bereiche in einer ähnlichen Größenordnung und innerhalb des Kapillarporenraumes angesiedelt.

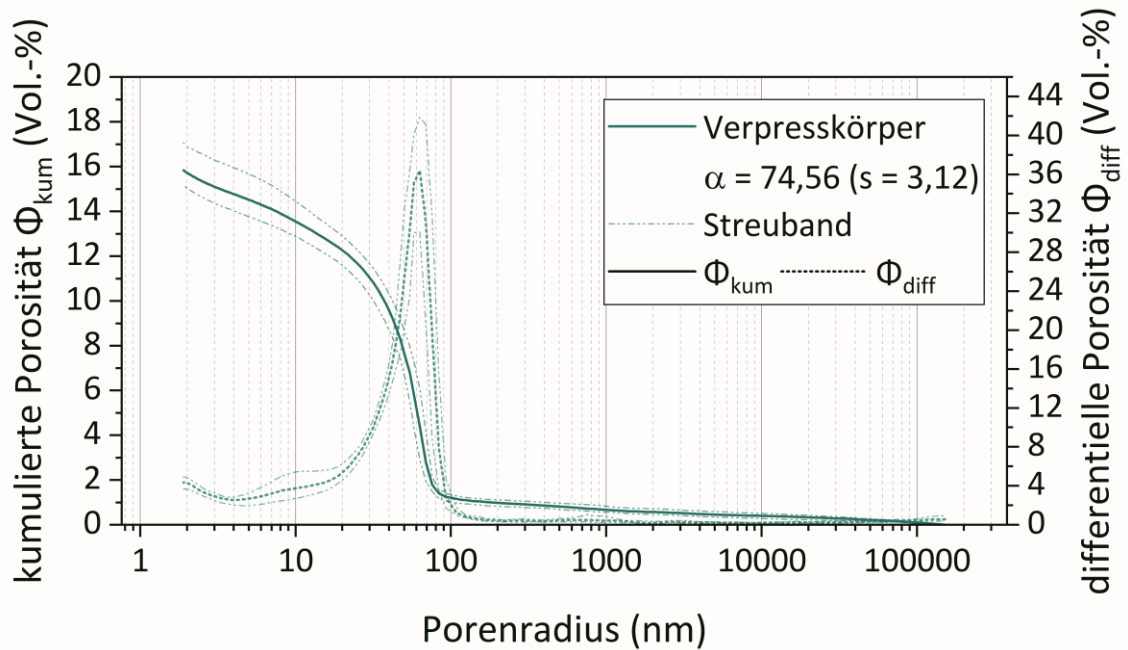


Abbildung 7.18: Mittelwert und Streuband der mittels MIP erfassten kumulierte und differentiellen Porosität von Proben des äußeren Bereiches von Verpresskörpern

Tabelle 7.7: Anhand von MIP-Messungen ermittelte Porositätskennwerte und Porositäten von Verpresskörpern

Probe	Bereich	Porositätskennwerte in (nm)			Porositäten in (Vol.-%)		
		r_{med}	r_{krit}	r_{Gr}	Φ_{Hg}	Kapillar	Gel
VK1	I	50,05	57,87	72,98	15,37	13,32	2,05
	II	47,11	57,87	69,26	15,16	12,91	2,26
	III	47,38	57,87	75,04	15,46	13,17	2,29
VK2	I	50,30	69,08	79,55	16,84	14,25	2,59
	II	47,55	63,08	79,55	17,06	14,29	2,78
	III	51,21	69,08	79,55	16,99	14,41	2,58
VK3	I	46,08	57,87	71,59	15,18	12,87	2,31
	II	49,45	63,08	73,37	15,35	13,18	2,17
	III	50,49	57,87	76,79	16,27	14,02	2,25
VK4	I	52,57	63,08	75,15	15,30	13,49	1,81
	III	47,60	57,87	71,65	15,23	12,94	2,29
	III*	39,72	57,87	74,00	17,59	13,70	3,89

* Lage: innen

7.3.3.3 Hydratationsgrad und Calciumhydroxidgehalt

Zusätzlich zur Erfassung des Porenraumes wurde an ausgewählten Proben des Verpresskörpers der Hydratationsgrad und der Gehalt an Calciumhydroxid mittels Thermoanalytik erfasst. Eine Carbonatisierung der Proben wurde indikativ überprüft und konnte ausgeschlossen werden. Die Ergebnisse sind in Abbildung 7.19 dargestellt. Ein signifikanter Unterschied des Hydratationsgrades (Abbildung 7.19, A) zeigt sich

im Bereich III. Hier liegt der Mittelwert über denen aus Bereich I und II. Dies steht im Einklang mit den Ergebnissen aus der Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck und der daraus abgeleiteten Verpresswirkung. Im unteren Bereich des Verpresskörpers wird weniger Anmachwasser ausgepresst. Folglich steht den Klinkerpartikeln mehr Anmachwasser für die Hydratation zur Verfügung. Entsprechend ist im Inneren des Bereiches III ebenfalls ein hoher Hydratationsgrad vorhanden. Der Calciumhydroxidgehalt (Abbildung 7.19, B)) ist für alle äußeren Bereiche in einer ähnlichen Größenordnung. Im Inneren des Bereiches III zeigt sich im Vergleich zum Außenbereich eine größere Streuung der Portlanditgehalte, welche auf die Menge an verfügbarem Anmachwasser zurückgeführt werden kann.

Trotz der Reduzierung des w/z-Wertes infolge des Verpressvorganges sind die Hydratationsgrade als fortgeschritten einzustufen. Für UFHB werden beispielsweise in Abhängigkeit vom w/z-Wert der Untersuchungsmethode und dem Gehalt an puzzolanischen Zusatzstoffen maximalen Hydratationsgrade von 60 % angegeben (Scheydt 2013, S. 6).

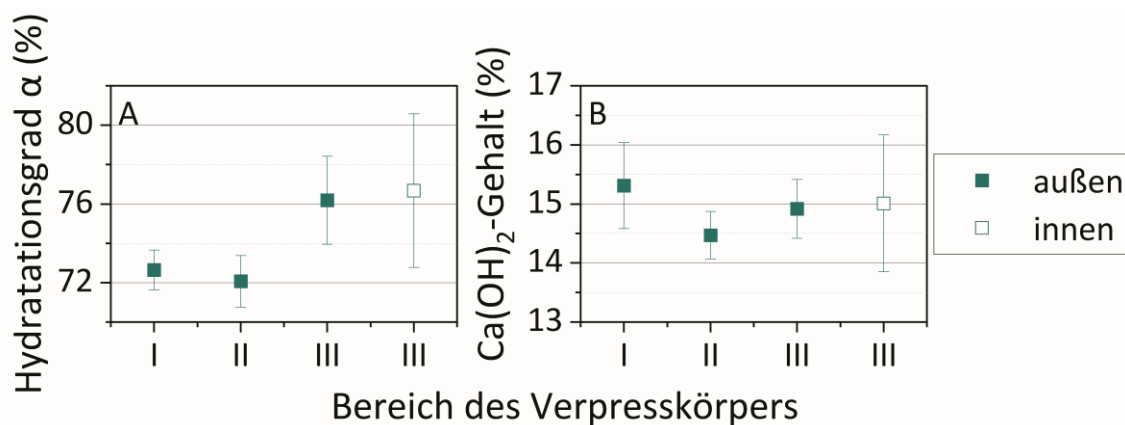


Abbildung 7.19: Ergebnisse der TGA-Messungen der untersuchten Verpresskörper für die Bereiche I, II, und III; A) Hydratationsgrad α , B) Calciumhydroxidgehalt

7.3.3.4 Gefügestruktur

Die Untersuchung der Gefügestruktur des Verpresskörpers wurde qualitativ mittels Dünnschliff- und Elektronenmikroskopie durchgeführt. In Abbildung 7.20 sind repräsentative Aufnahmen von Dünnschliffen im Durchlicht dargestellt. Weitere Aufnahmen an Dünnschliffen sind im Anhang in Abbildung A 5.8 zu finden. Die Bindemittelmatrix des Verpresskörpers ist größtenteils homogen. Teilweise finden sich Querrisse innerhalb der Bindemittelmatrix, welche sich aufgrund der aufgebrachten Zugkraft während der Ankerprüfung gebildet haben (siehe 4.4). Im Innern finden sich vereinzelt örtlich begrenzte Bereiche die Portlandit abgereichert sind. Größere Poren, welche auf während des Mischvorganges in den frischen Zementleim eingebrachte Luft zurückzuführen sind, zeigen eine Komprimierung in radialer Richtung (Abbildung 7.20, A) und B), Abbildung A 5.8, F)). Der Randbereich ist gekennzeichnet von anhaftenden Sandkörnern, welche unterschiedlich tief in die Bindemittelmatrix eingebettet wurden. Die Oberfläche des Verpresskörpers ist jedoch nicht vollständig mit Sandkörnern ummantelt (Abbildung A 5.8, E)). Der Randbereich zeigt eine geringfügige Abnahme des Portlanditgehaltes in der Bindemittelmatrix. Dies ist auf Auslaugungsprozesse infolge der permanenten Wasserlagerung des Verpresskörpers zurückzuführen. Auf den Sandkörnern ist zudem ein Saum von Calcit erkennbar, welcher ebenfalls ein Relikt der Probenkonditionierung ist. Des Weiteren ist die Kontaktzone zwischen anhaftenden Sandkörnern teilweise geprägt

von einer höheren Porosität (Abbildung 7.20, C) und D)) oder Calciumhydroxid-anreicherung (Abbildung A 5.8, D)).

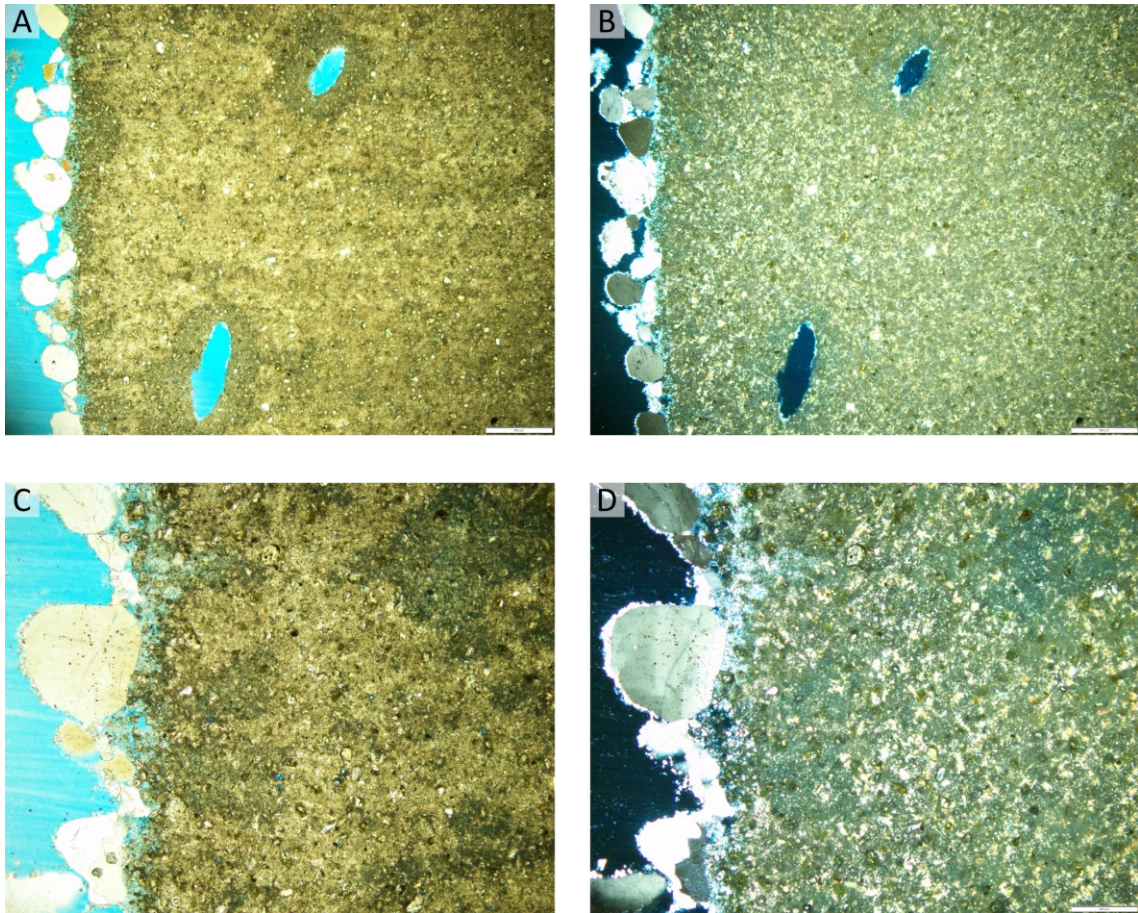


Abbildung 7.20: Dünnschliffe VK2, Bereich I: A) anhaftenden Sandkörner und radial komprimierte Verdichtungs-poren (ppt, Maßstab entspricht 500 μm), B) wie A) (xpt, Maßstab entspricht 500 μm), C) Vergrößerte Aufnahme des Randbereiches (ppt, Maßstab entspricht 200 μm), D) wie C) (xpt, Maßstab entspricht 200 μm)

In Abbildung 7.21 sind elektronenmikroskopische Aufnahmen des Randbereiches des Verpresskörpers VK1 aus dem Bereich II dargestellt. Gut erkennbar sind die in die Bindemittelmatrix eingebetteten Sandkörner (Abbildung 7.21, A)). Die Risse in der Bindemittelmatrix sind auf das aufgebrachte Vakuum während der Untersuchung zurückzuführen. Die weitere Vergrößerung der Kontaktzone zeigt erwartungsgemäß die Anlagerung von Portlandit und poröse Strukturen aus C-S-H-Phasen. Die dünntafeligen Portlanditkristalle erscheinen nicht stark ausgeprägt. Die Ansicht der Bruchfläche zeigt zahlreiche unhydratisierte Zementklinkerrelikte, welche teilweise angereichert sind (Abbildung 7.21, D)).

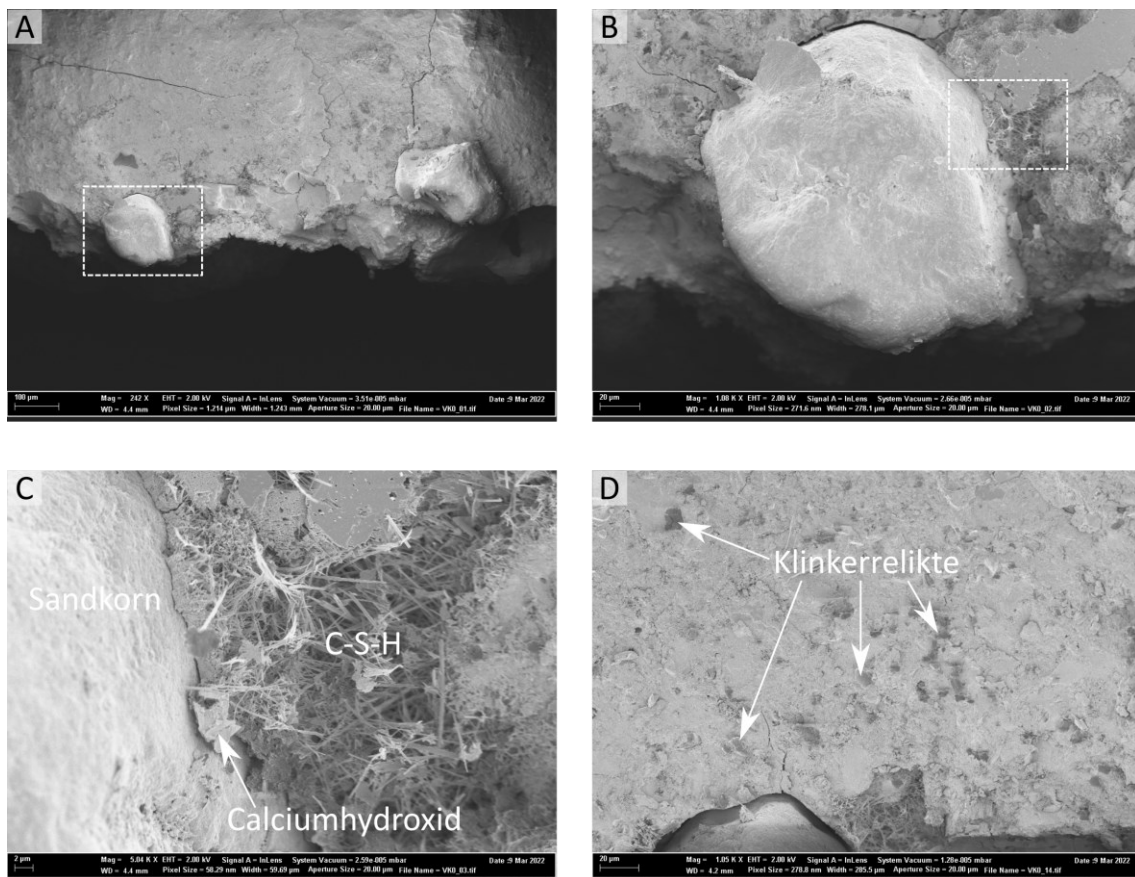


Abbildung 7.21: Elektronenmikroskopische Aufnahmen VK1, Bereich II: A) Bruchfläche des Randbereichs (Maßstab entspricht 100 µm), B) Vergrößerung des in die Bindemittelmatrix eingebetteten Sandkorns (Maßstab entspricht 20 µm), C) Vergrößerung der Kontaktzone zwischen Bindemittelmatrix und Sandkorn (Maßstab entspricht 2 µm), D) Aufnahme der Bruchfläche mit freigelegten Klinkerrelikten (Maßstab entspricht 20 µm)

Die Gefügestruktur des verpressten Zementsteines von Verpresskörpern kann anhand der verwendeten Untersuchungsmethoden als dicht charakterisiert werden. Durch die niedrigen w/z -Werte findet sich ein hoher Anteil an unhydratisierten Zementkörnern in der Bindemittelmatrix. Die im Randbereich in die Bindemittelmatrix eingebetteten Sandkörner sind durch eine poröse Kontaktzone gekennzeichnet. Dennoch kann aufgrund der homogenen Einbettung der chemisch inerten Sandkörnung eine – insbesondere unmittelbar nach Herstellung – temporäre Abschottung der Oberfläche der Bindemittelmatrix angenommen werden.

7.4 Bewertung der Baustoffeigenschaften

Die unter den Abschnitten 7.1 bis 7.3 vorgestellten Baustoffeigenschaften von relevanten geotechnischen Elementen können nicht verallgemeinert werden. Dennoch zeigen sich Besonderheiten, die im Hinblick auf den Widerstand gegenüber einem chemischen Angriff durch natürliche Böden und Grundwässer als vorteilhaft zu bewerten sind. Grundsätzlich lässt sich dieser Widerstand physikalisch und chemisch erhöhen. Die entsprechenden betontechnologischen Einflussfaktoren wurden bereits an anderer Stelle ausführlich für konkrete Szenarien aufgeführt (siehe Kapitel 3).

Die Ergebnisse zeigen, dass insbesondere die Abgabe von Anmachwasser an den umgebenden Baugrund einen signifikanten Einfluss auf das Gesamtporenvolumen und damit die Dichtigkeit des Baustoffes hat. Die Filtration kann durch den hydrostatischen Druck der Frischsuspension bzw. des Frischbetons oder durch einen extern aufgebrachtten Verpress- oder Düsdruck erfolgen.

Im Labor konnten verschiedene Einflussgrößen auf die Verpressbarkeit von Zementsuspensionen und die Wirkung des Verpressvorganges auf das erhärtete Baustoffgefüge mithilfe einer Filterpresse nachvollzogen werden. Die erzielbaren Filtrationseffekte werden von Baustoffseite durch das Wasserrückhaltevermögen gesteuert. Anhand der Porositätsuntersuchungen von großmaßstäblichen Verpresskörpern konnte eine schematische Verpresswirkung abgeleitet werden, welche jedoch nicht pauschal auf die in-situ-Ankerherstellung übertragbar ist. Allerdings muss die Annahme eines über die komplette Länge und über den kompletten Querschnitt des Verpresskörpers reduzierten w/z -Wertes infolge Filtration in nicht-bindigen Böden, wie er in der Literatur postuliert wird (siehe 2.2.2.1), hinterfragt werden. Die Baustoffeigenschaften des Verpresskörpers können durch eine pauschale Abschätzung eines niedrigen $w/z_{\text{verpresst}}$ -Wertes überschätzt werden.

Die Untersuchungen der Porenstruktur für reine Portlandzemente zeigen, dass das Kapillarporenvolumen durch das Verpressen signifikant reduziert wird. Allerdings deuten die Medianporenradien und das reduzierte Gelporenvolumen auf ein weniger feines Porengefüge hin. Für reine Hochofenzemente werden die Anteile an Kapillar- und Gelporosität durch das Verpressen kaum beeinflusst. Durch die starke Verringerung der Porosität infolge des Ausfilterns von Anmachwasser werden die absoluten Volumina der jeweiligen Porenbereiche reduziert. Die dadurch verringerte Kapillarporosität ist nicht mehr vernetzt (siehe 2.1.4.3), sodass der physikalische Widerstand deutlich erhöht wird.

Die Druckgradienten, welche das Ausfiltern der frischen Baustoffe hervorrufen, können zudem Separationseffekte in der Bindemittelmatrix begünstigen. Für die untersuchten in-situ-Düsenstrahlsäulen resultiert hieraus die Bildung eines gefügedichten Düsuhorizontes mit unterschiedlicher Ausprägung. Für Bohrpfahlbetone können sich im Frischbeton Fließstrukturen im Randbereich infolge der Filtration und auch des Einbringens mittels Kontraktorverfahrens einstellen, welche zu Separationseffekten führen können. Diese machen sich durch lokal begrenzte Bindemittelanreicherungen oder inhomogene Gesteinskörnungsverteilungen bemerkbar. Bei Bohrpfahlbetonen wird die Dichtigkeit des Gefüges auch durch die enthaltene Gesteinskörnung gesteuert und beeinflusst. Durch die Ausbildung einer Kontaktzone (ITZ) zwischen Bindemittelmatrix und Gesteinskörnung ist das Porensystem stärker vernetzt. Diesem Malus wirkt entgegen, dass die enthaltene Gesteinskörnung bei entsprechender optimierter Abstufung eine signifikante Tortuosität ausbildet. Bohrpfahlbetone können sich neben der Dichtigkeit des Betongefüges zudem aufgrund des Volumenverhältnisses zwischen Zementstein und (inertem) Gesteinskörnung durch einen erhöhten chemischen Widerstand auszeichnen. Für Elemente aus reinem Zementstein oder hohem Zementsteinanteil kann der chemische Widerstand nur begrenzt durch die verwendete Bindemittelart gesteuert werden.

Im Rahmen der durchgeführten Filtrationsversuche wurde die Zusammensetzung der flüssigen Phase des ausgepressten Anmachwassers untersucht. Bei der Filtration in situ können sich die im Anmachwasser gelösten Ionen im unmittelbaren Porenraum des Bodens anreichern und so einen örtlich begrenzten Bereich mit hohem pH-Wert ausbilden. Dieser kann den frischen Baustoff im jungen Alter in Abhängigkeit von den Transportbedingungen im Baugrund vor einer möglichen Einwirkung aggressiver Medien abschirmen. Die Grenzfläche zwischen zementgebundenem Baustoff und Baugrund ist zudem durch oberflächliche Einbindung von Bodenpartikeln geprägt. Durch diesen Effekt wird die Bindemittelmatrix stellenweise vor dem Kontakt mit aggressivem Grundwasser – zumindest in der Frühphase der Exposition – isoliert.

8 Experimentelle Untersuchungen zum Einfluss der Umgebungstemperatur im Baugrund auf die Eigenschaften von Zementstein

8.1 Vorbemerkungen

Um den Einfluss der Umgebungstemperatur im Baugrund auf die Eigenschaften von erhärtetem Zementstein abzubilden, wurden Proben bei 20 °C und 10 °C konditioniert. Die Proben der 20 °C-Lagerung wurden nach Herstellung bis zum Ausschalen für 24 h ± 15 min im Feuchtlufschrank bei 20,0 ± 1,0 °C und einer rel. Luftfeuchtigkeit von < 98 % gelagert. Nach dem Ausschalen erfolgte die Lagerung in Leitungswasser bei 20,0 ± 1,0 °C bis zum Prüfzeitpunkt. Für die Herstellung der Proben der 10 °C-Lagerung wurden die Prismenformen in einem handelsüblichen Kühlschranks mit Temperaturregelung bei 10 °C vorkonditioniert. Nach Herstellung der Prismen wurden diese bis zum Ausschalen für 24 h ± 15 min in diesem Kühlschranks gelagert. Im Anschluss an das Ausschalen wurden die Proben in Behältern mit entsprechend vortemperiertem Wasser ebenfalls in diesem Kühlschranks gelagert. Die Temperatur wurde während der Versuchsreihe mithilfe eines Datenloggers erfasst und ist in Anhang in Abbildung A 7.1 gegeben. Der Mittelwert der gemessenen Temperaturen lag im gesamten Untersuchungszeitraum bei 10,7 °C mit einer Standardabweichung von 1,8 °C. Der Median lag bei 10,2 °C.

Die Zementsteinproben für die Untersuchung der Hydratations- und Porositätsentwicklung wurden sowohl als Normprisma mit einem w/z-Wert von 0,5 als auch als Verpressproben mit einem initialen w/z-Wert von 0,5 hergestellt. Die Herstellung der verpressten Zementsteine erfolgte gemäß der in Abschnitt 6.3 beschriebenen Verfahrensweise. Die Verpressproben wurden 7 Tage nach Herstellung in 15 mm dicke Scheiben gesägt. Für die weiteren Untersuchungen dieses Abschnittes wurden jene Scheiben aus dem filternahen Bereich (Ebene 1) verwendet. Die anhand der ausgepressten Anmachwassermenge ermittelten $w/z_{\text{verpresst}}$ -Werte sind in Tabelle 8.1 gegeben. Sie entsprechen dem über die Höhe der Verpressprobe gemitteltem w/z-Wert. Wie in 7.3.1.1 dargelegt, kann sich hinsichtlich der Porositäten solcher Verpressproben ein vom Filtermedium zunehmender Gradient über die Höhe ausbilden. Entsprechend sind im Bereich, der an das Filtermedium angrenzt, niedrigere Werte als der $w/z_{\text{verpresst}}$ zu erwarten.

Tabelle 8.1: $w/z_{\text{verpresst}}$ -Werte von verpressten Zementsteinen mit einem initialen w/z-Wert von 0,5 bei einem Verpressdruck von 3 bar (n = 4)

Zementart	$w/z_{\text{verpresst}}$ in (-)	<i>S</i> in (-)
CEM I	0,33	0,01
CEM III/B	0,35	0,01

8.2 Einfluss auf die Festigkeitsentwicklung

Mit zunehmender Hydratationsdauer zementgebundener Baustoffe wird das Gefüge verfeinert und die Porosität nimmt ab. Aus der Abnahme der Porosität resultiert ein Druckfestigkeitszuwachs, wobei Festigkeitsentwicklung und Hydratationsgrad nicht proportional zueinander sind (Stark und Wicht 2000, S. 221). Im Untersuchungsprogramm wurde die Biegezug- und Druckfestigkeit (siehe 6.1.3.1) an Zementsteinprismen aus Portland- und Hochofenzement nach 28 und 56 Tagen Wasserlagerung bei einer Temperatur von 10 °C bzw. 20 °C geprüft. Die w/z-Werte betragen 0,3 und 0,5. In Abbildung 8.1 sind die Ergebnisse der Biegezugprüfung dargestellt. Die Biegezugfestigkeiten der CEM I-Prüfserie bei 20 °C Umgebungstemperatur sind größer als bei 10 °C Umgebungstemperatur. Eine Ausnahme stellt die Biegezugfestigkeit des Portlandzementsteins mit einem w/z-Wert von 0,5 nach 56 Tagen dar. Hier weicht der Mittelwert deutlich vom erwartbaren Festigkeitsbereich ab. Da die Biegezugprüfung sensibel gegenüber Eigenspannungen im Randbereich der Probe ist, können ggf. Unregelmäßigkeiten bei der Versuchsdurchführung, die zum Antrocknen der Proben geführt haben, eine Ursache für diese abweichenden Werte sein. Die Biegezugfestigkeit der CEM I-Prüfserie bei einer Wasserlagerung von 10 °C zeigen keine signifikanten Unterschiede für die untersuchten Prüfalalter von 28 und 56 Tagen. Die Biegezugfestigkeiten der CEM III/B-Prüfserie zeigen bei 20 °C-Wasserlagerung keine ausgeprägten Unterschiede hinsichtlich des Prüfalters. Die Lagerung bei 10 °C führt hingegen zu einer deutlichen Steigerung der Biegezugfestigkeit mit zunehmendem Prüfalalter. Grundsätzlich bewirken niedrigere w/z-Werte höhere Biegezugfestigkeiten der untersuchten Zementstein-Rezepturen. Die Biegezugfestigkeit der Prüfserie mit einem w/z-Wert von 0,3 indiziert zudem einen Einfluss der Bindemittelart, da die CEM III/B-Proben im Vergleich zu den CEM I-Proben höhere Werte aufweisen.

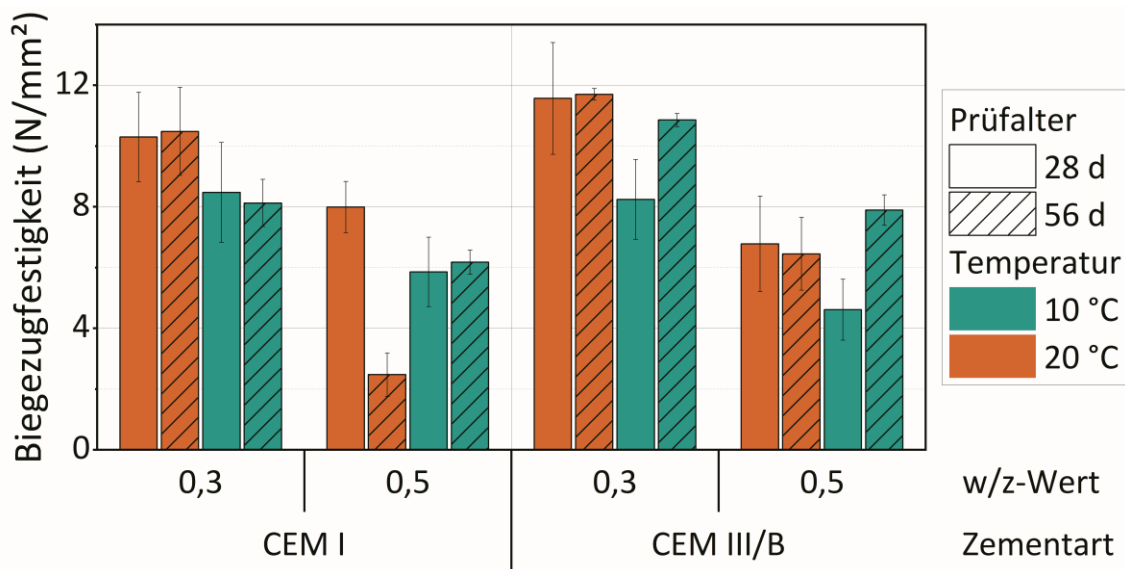


Abbildung 8.1: Biegezugfestigkeiten von Zementstein aus Portland- und Hochofenzement mit w/z-Werten von 0,3 und 0,5 bei Wasserlagerung in einer Umgebung von 10 und 20 °C nach 28 und 56 Tagen

In Abbildung 8.2 sind Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfungen dargestellt. Erwartungsgemäß nehmen die Druckfestigkeiten mit zunehmendem Prüfalalter zu. Geringere w/z-Werte sind mit höheren Druckfestigkeiten verbunden. Der Einfluss der Lagerungstemperatur nimmt mit zunehmender Hydratationsdauer

ab und ist für die CEM I-Prüfserie weniger stark ausgeprägt als für den langsam erhärtenden CEM III/B. Bei 20 °C-Wasserlagerung wurden für alle Proben höhere Druckfestigkeiten beobachtet.

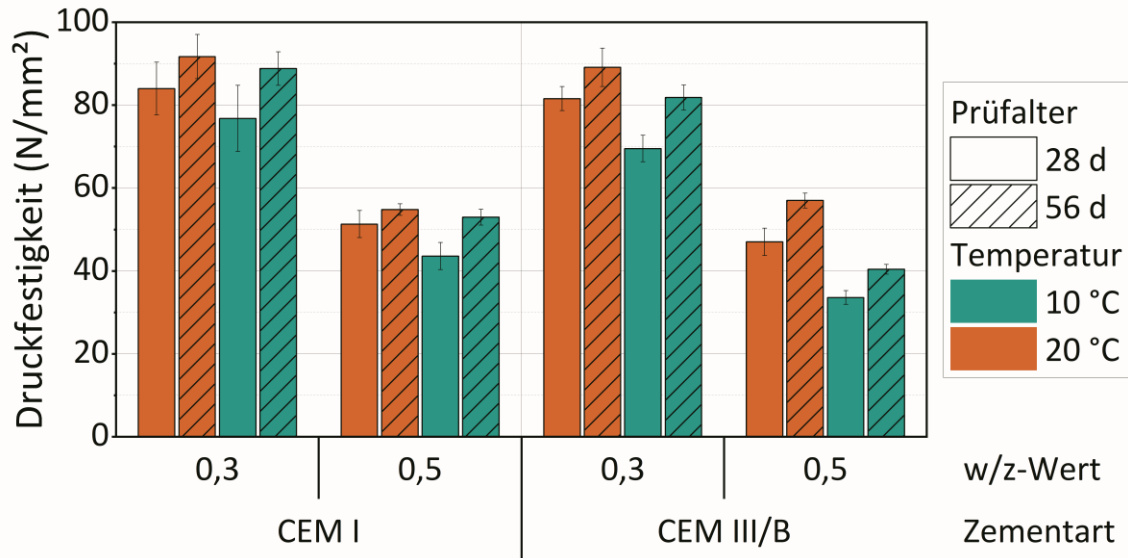


Abbildung 8.2: Druckfestigkeiten von Zementstein aus Portland- und Hochofenzement mit w/z-Werten von 0,3 und 0,5 bei Wasserlagerung in einer Umgebung von 10 und 20 °C nach 28 und 56 Tagen

8.3 Einfluss auf die Hydratationsgeschwindigkeit

Zur Erfassung des Einflusses niedriger Umgebungstemperaturen auf die Hydratationsgeschwindigkeit wurde der Hydratationsgrad und der Gehalt an Calciumhydroxid von Portland- und Hochofenzementstein mittels Thermoanalytik (siehe 6.2.1) ermittelt. In Abbildung 8.3 und Abbildung 8.4 ist die Entwicklung des Hydratationsgrades für die CEM I- und die CEM III/B-Prüfserie dargestellt. Erwartungskonform nehmen die Hydratationsgrade mit zunehmender Dauer zu, wobei die Hydratationsgeschwindigkeit und der Hydratationsgrad des Gesamtsystems bei den Zementsteinen aus Hochofenzement geringer ist als bei Portlandzement. Die niedrigen Umgebungstemperaturen führen erwartungsgemäß zu einer langsameren Hydratation. Nach 28 Tagen Hydratationsdauer stellen sich bei der CEM I-Prüfserie vergleichbare Hydratationsgrade für die untersuchten Temperaturbereiche ein. Aus höheren w/z-Werten des Zementsteins resultieren höhere Hydratationsgrade. Die Entwicklung des Hydratationsgrades wird beim Hochofenzement durch die verfügbare Menge an Anmachwasser beeinflusst (siehe 2.1.3.2). Bei einer Umgebungstemperatur von 20 °C und einem w/z-Wert von 0,5 werden insgesamt höhere Hydratationsgrade der CEM III/B-Zementsteine beobachtet. Die niedrigen Umgebungstemperaturen und ein reduzierter w/z-Wert führen zu einem trägen Hydratationsverlauf.

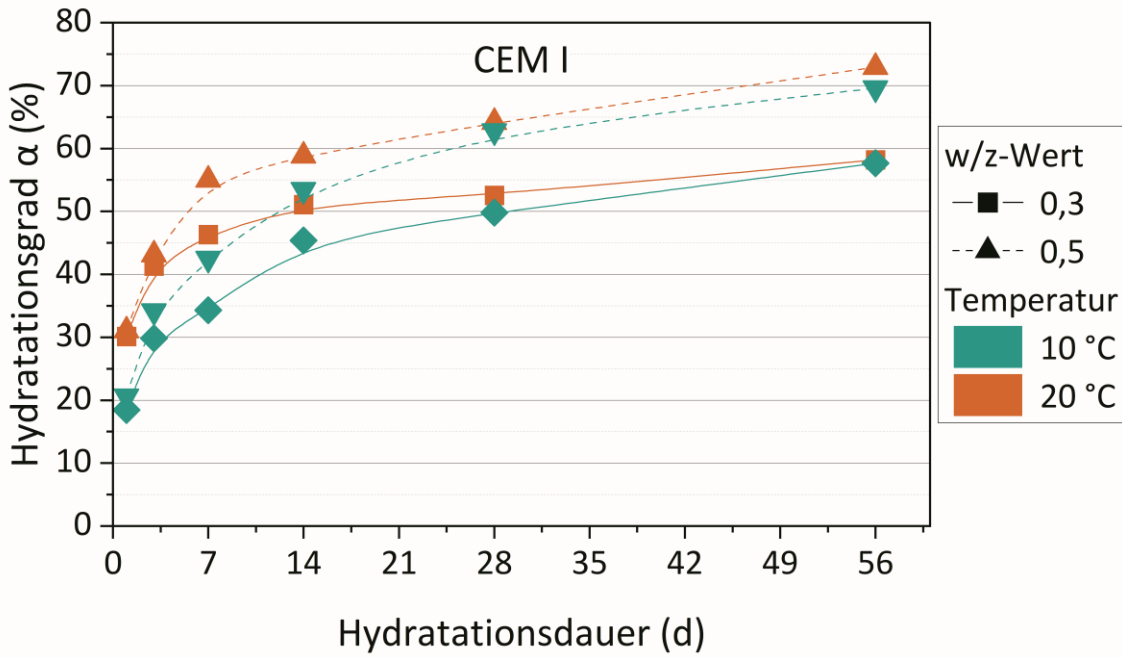


Abbildung 8.3: Entwicklung des Hydratationsgrades für Zementstein aus Portlandzement mit w/z-Werten von 0,3* und 0,5 bei Wasserlagerung in einer Umgebung von 10 und 20 °C (* verpresster Zementstein mit initialem w/z-Wert 0,5 und $w/z_{\text{verpresst}} = 0,33$)

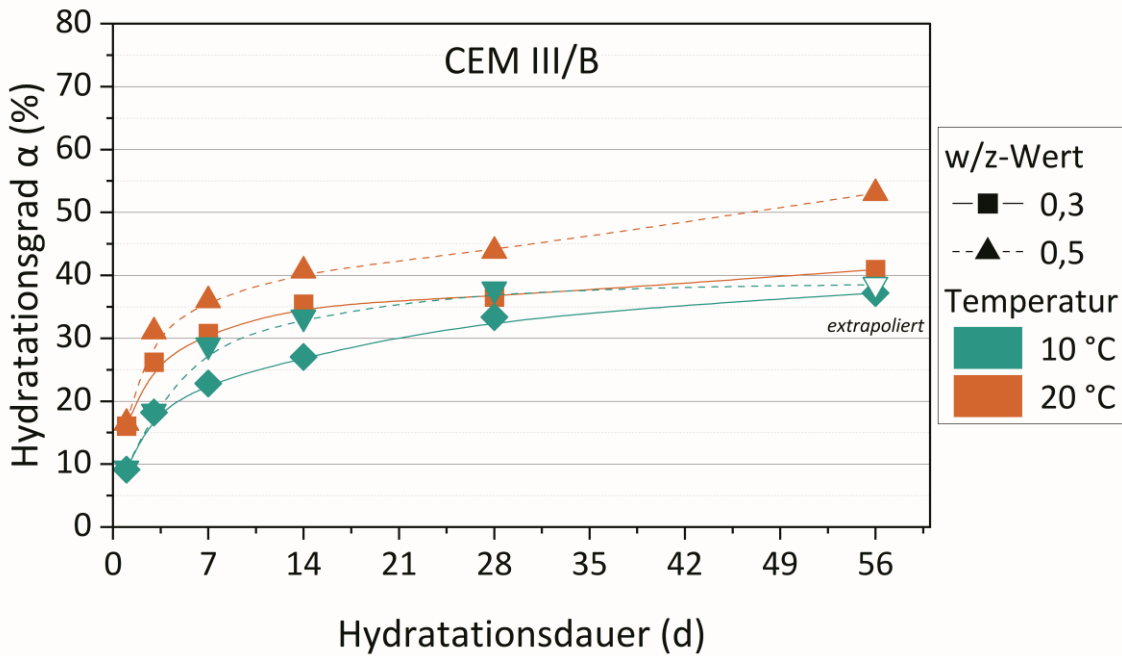


Abbildung 8.4: Entwicklung des Hydratationsgrades für Zementstein aus Hochofenzement mit w/z-Werten von 0,3* und 0,5 bei Wasserlagerung in einer Umgebung von 10 und 20 °C (* verpresster Zementstein mit initialem w/z-Wert 0,5 und $w/z_{\text{verpresst}} = 0,35$; der Messwert w/z 0,5, 10 °C wurde durch Extrapolation nach Gleichung $y = 38,53 - 20,20 \cdot e^{-\frac{x}{7,56}}$ ermittelt)

Der Gehalt an Calciumhydroxid ist für Portlandzementstein ein indirektes Maß zur Erfassung der Hydratation, da es insbesondere bei der Reaktion der Hauptklinkerphasen Alit und Belit entsteht. Da Calciumhydroxid bei einem chemischen Angriff zumeist als Reaktionspartner fungiert, ist das Vorhandensein auch ein Indikator für die Pufferkapazität bei einem Kontakt mit betonaggressiven Stoffen im jungen Alter.

In Abbildung 8.5 und Abbildung 8.6 ist die Entwicklung des Calciumhydroxidgehaltes für die CEM I- und die CEM III/B-Prüfserie dargestellt. Aufgrund der mineralogischen Zusammensetzung der untersuchten Zemente weisen die Zementsteine aus Portlandzement höhere Gehalte an Calciumhydroxid auf als die Hochofenzementsteine. Die Verläufe des Hydratationsgrades und des Portlanditgehaltes der CEM I-Prüfserie ähneln sich. Höhere w/z-Werte führen zur Bildung von einem höheren Anteil an Calciumhydroxid. Die niedrige Umgebungstemperatur bewirkt eine reduzierte Portlanditbildung innerhalb der ersten 7 Tage. Mit fortschreitender Hydratation wird jedoch eine vergleichbare Menge an Calciumhydroxid gebildet.

Für die Untersuchungsreihe des Hochofenzementes lässt sich festhalten, dass die Menge an gebildetem Calciumhydroxid während der untersuchten Hydratationsdauern annähernd konstant ist. Während bei der 20 °C-Lagerung die Menge an gebildetem Calciumhydroxid nach dem ersten Tag geringfügig verringert wird, nimmt die gebildete Menge an Calciumhydroxid bei niedriger Umgebungstemperatur bis etwa 7 Tage zu, ehe sie dann allmählich reduziert wird. Mit zunehmender Hydratationsdauer nimmt der Portlanditgehalt geringfügig zu. Diese Verminderung des Portlandits innerhalb der ersten 14 Tage wird mit der latent-hydraulischen Reaktion des Hüttensandes assoziiert (siehe 2.1.3.2). Tendenziell ist der Calciumhydroxidanteil bei niedriger Umgebungstemperatur größer als bei höherer Temperatur.

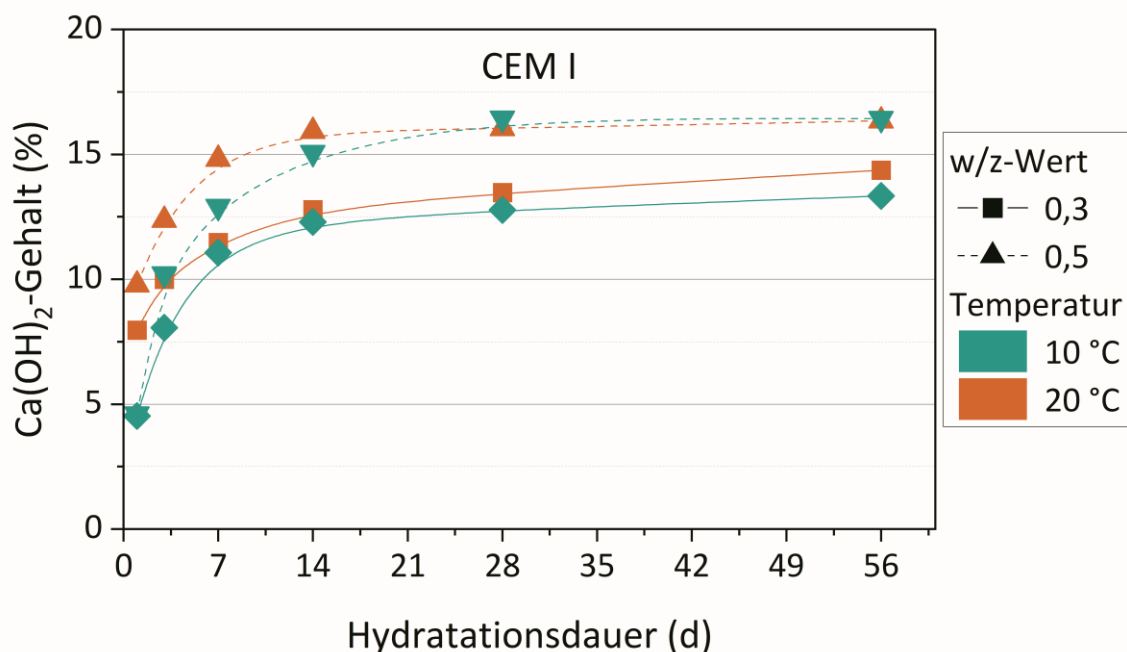


Abbildung 8.5: Entwicklung des Calciumhydroxid-Gehaltes für Zementstein aus Portlandzement mit w/z-Werten von 0,3* und 0,5 bei Wasserlagerung in einer Umgebung von 10 und 20 °C (* verpresster Zementstein mit initialem w/z-Wert 0,5 und $w/z_{\text{verpresst}} = 0,33$)

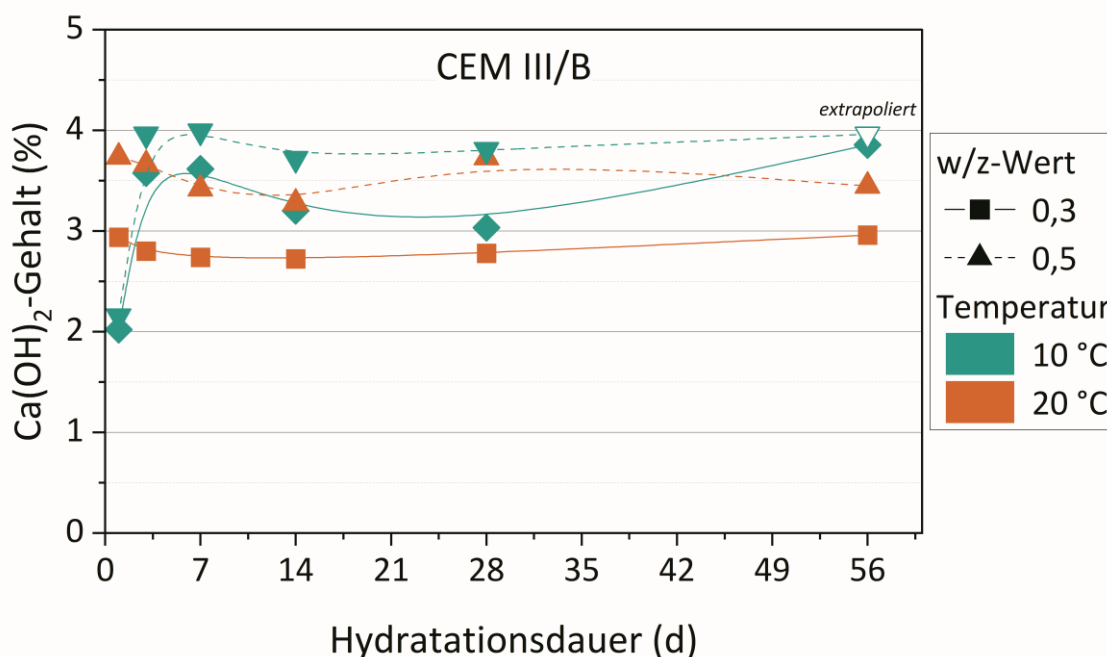


Abbildung 8.6: Entwicklung des Calciumhydroxid-Gehaltes für Zementstein aus Hochofenzement mit w/z-Werten von 0,3* und 0,5 bei Wasserlagerung in einer Umgebung von 10 und 20 °C (* verpresster Zementstein mit initialem w/z-Wert 0,5 und w/zverpresst = 0,35; der Messwert w/z 0,5, 10 °C wurde durch Extrapolation nach Gleichung $y = 3,87 - 1,92 \cdot e^{-\frac{x}{11}}$ ermittelt)

Die Nachbehandlung bei baugrundtypischen Temperaturen verlangsamt die Reaktionsgeschwindigkeit in der Frühphase der Hydratation. Der Einfluss ist bei den untersuchten Hochofenzementsteinen ausgeprägter. Mit fortschreitender Hydratationsdauer nähern sich die Hydratationsgrade an. Grundsätzlich bewirken höhere w/z-Werte einen höheren Reaktionsumsatz der Klinkerphasen, was in höheren Gesamthydratationsgraden resultiert. Bereits im jungen Alter ist eine signifikante Menge an Calciumhydroxid vorhanden, welche bei Einwirkung aggressiver Grundwässer als Puffer fungieren kann.

8.4 Einfluss auf die Porositätsentwicklung

Der Einfluss der niedrigen Umgebungstemperatur auf die Porositätsentwicklung von Zementstein wurde mittels Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck Φ_{WA} und Quecksilberdruckporosimetrie untersucht.

Die Ermittlung von Φ_{WA} erfolgte am Prüftermin an drei Proben. In Abbildung 8.7 ist die zeitliche Entwicklung der Wasseraufnahme für Zementsteine mit einem w/z-Wert von 0,5 dargestellt. Die Streuungen waren zu den jeweiligen Prüfzeitpunkten sehr gering. Erwartungsgemäß nimmt die gemessene Wasseraufnahme mit zunehmender Hydratationsdauer ab. Des Weiteren ist ein für die Zementart charakteristischer Unterschied in den jeweiligen Porositätswerten erkennbar. Während der frühen Hydratationsphase ist der Einfluss der niedrigen Umgebungstemperatur durch höhere Porositätswerte signifikant. Für die CEM I-Prüfserie wird diese Divergenz nach 14 Tage aufgehoben, für die CEM III/B-Prüfserie erst nach 28 Tagen. Während die Wasseraufnahme des Portlandzementsteins nach 56 Tagen bei 10 °C-Lagerung minimal geringer ist als bei 20 °C-Lagerung, ist dies für Zementsteine aus Hochofenzement nicht zu beobachten.

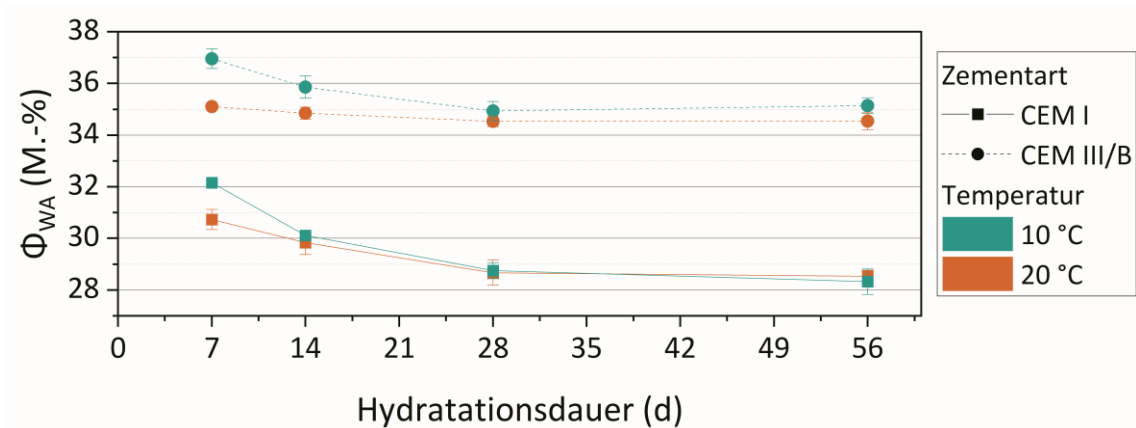


Abbildung 8.7: Entwicklung der Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck für Zementsteine mit einem w/z-Wert von 0,5 aus Portland- und Hochofenzement bei Umgebungstemperaturen von 10 und 20 °C

In Abbildung 8.8 sind die Ergebnisse der Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck der ersten Ebene der verpressten Zementsteine mit initialem w/z-Wert von 0,5 dargestellt. Die höhengestaffelten Φ_{WA} -Werte sind für die CEM I-Prüfserie in Tabelle A 7.1 und für die CEM III/B-Prüfserie Tabelle A 7.2 im Anhang A7.2 aufgeführt. Für den verpressten Portlandzementstein ist zu allen Prüfzeitpunkten eine geringfügige Zunahme der Wasseraufnahme über die in 15 mm abgestuften Ebenen zu verzeichnen. Dieser Gradient ist bei den Hochofenzementen jedoch nicht signifikant. Ein Blick auf die Ergebnisse der Φ_{WA} -Werte zeigt im Vergleich zu den unverpressten Zementsteinen deutlich niedrigere Werte. Des Weiteren ist der Einfluss der Zementart ebenfalls deutlich. Während der betrachteten Hydratationsdauer bis 56 Tage ist die Abnahme der Wasseraufnahme für beide Zementarten bei beiden Umgebungstemperaturen äußerst gering. Auffällig ist, dass die leicht höheren Φ_{WA} -Werte der 10 °C-Lagerung sich im Untersuchungszeitraum nicht den Werten der 20 °C-Lagerung annähern.

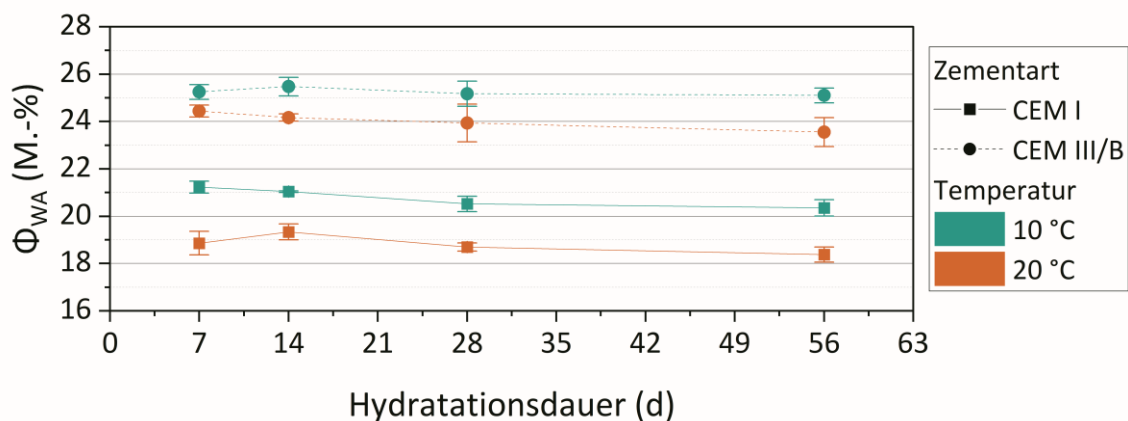


Abbildung 8.8: Entwicklung der Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck für verpresste Zementsteine mit einem initialen w/z-Wert von 0,5 ($w/z_{\text{verpresst}} = 0,33$ bzw. 0,35) aus Portland- und Hochofenzement bei Umgebungstemperaturen von 10 und 20 °C

Die Messung der Porosität und Porenradienverteilung mittels Quecksilberdruckporosimetrie gibt einen detaillierten Einblick auf den Einfluss niedriger Baugrundtemperaturen auf die Porositätsentwicklung. In Abbildung 8.9 ist die Porenradienverteilung der Prüfserie CEM I mit einem w/z-Wert von 0,5 und in

Abbildung 8.10 die korrespondierenden Daten der verpressten CEM I-Proben gegeben. Die aus den Graphen abgeleiteten Porositäten und Porositätskennwerte sind in Tabelle 8.2 aufgeführt. Erwartungsgemäß verdichtet sich das Porengefüge mit zunehmender Hydrationsdauer. Zudem reduziert das Verpressen das mittels MIP erfassbare maximale Intrusionsvolumen ohne jedoch signifikanten Einfluss auf die Porenstruktur zu nehmen. Die niedrige Umgebungstemperatur führt zu einer langsameren Porositätsentwicklung. Nach 28 Tagen Hydrationsdauer zeigt sich jedoch ein geringeres maximales Intrusionsvolumen bei beiden CEM I-Prüfserien. Diese spiegeln sich auch in geringfügig verringerten Grenzporeradien wider. Die Gelporosität der Portlandzementsteine unterscheidet sich innerhalb des Parameters w/z -Wert kaum in Abhängigkeit von der Umgebungstemperatur. Jedoch nimmt die Kapillarporosität bei niedrigen Umgebungstemperaturen ab. Dies deutet auf die in 2.2.3.2 beschriebene Ausbildung eines feineren Porengefüges hin, da dadurch der Anteil an Gelporen am Gesamtporensystem zunimmt.

In Abbildung 8.11 ist die Porenradienverteilung der Prüfserie CEM III/B mit einem w/z -Wert von 0,5 und in Abbildung 8.12 die zugehörigen Kurven der verpressten CEM III/B-Proben für die verschiedenen Umgebungstemperaturen gegeben. Die aus den Abbildungen hergeleiteten Porositäten und Porositätskennwerte sind ebenfalls in Tabelle 8.2 aufgeführt. Die niedrige Umgebungstemperatur bewirkt eine starke Retardation der frühen Hydratation der unverpressten Zementsteine, was sich in hohen kritischen und Grenzporeradien der 7 Tage alten Probe zeigt. Mit zunehmender Hydrationsdauer wird die Differenz zur 20 °C-Lagerung jedoch abgebaut, sodass sich bereits nach 28 Tagen günstigere Werte für r_{krit} und r_{Gr} einstellen. Allerdings ist die Gelporosität bei einer höheren Umgebungstemperatur ausgeprägter. Das Verpressen bewirkt eine deutliche Reduktion der maximalen Intrusionsvolumina und kompaktiert die Entwicklung der Porositätskennwerte. Bei niedriger Umgebungstemperatur entwickeln sich r_{krit} und r_{Gr} der verpressten Hochfenzementsteine ab 28 Tagen Hydrationsdauer günstiger, während die Gelporosität nicht verbessert wird.

Die Ergebnisse der Porositätsuntersuchungen zeigen, dass sich niedrige Umgebungstemperaturen günstig auf die Entwicklung der Gefügestruktur auswirken. In der frühen Phase der Hydratation sind in Abhängigkeit von der Zementart und dem w/z -Wert des Zementsteines höhere Porositätskennwerte zu verzeichnen. Im weiteren Verlauf entwickeln sich diese bereits ab 28 Tagen feiner und günstiger. Im Hinblick auf den mit ihnen assoziierten Einfluss auf den Gefügewiderstand gegenüber dem Eindringen betonaggressiver Stoffe, lässt sich ableiten, dass zementgebundene Baustoffe im Baugrund höhere physikalische Widerstände zugeordnet werden können.

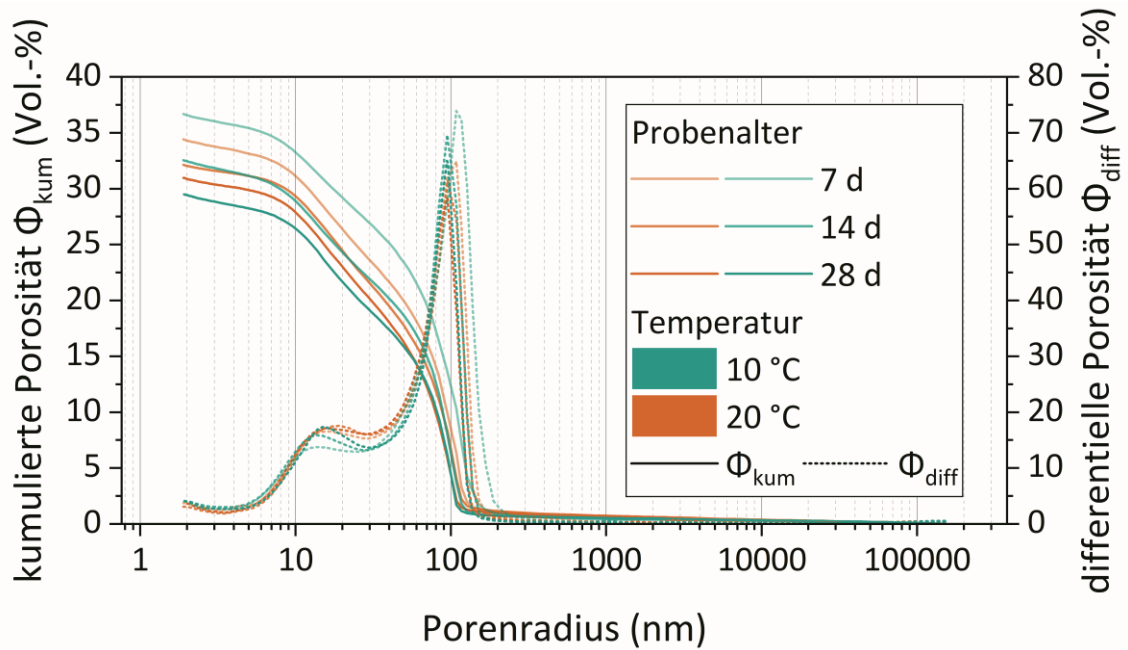


Abbildung 8.9: Entwicklung der MIP-Porenradienverteilung von Zementstein der CEM I-Prüfserie mit einem w/z-Wert von 0,5 nach 7, 14 und 28 Tagen bei einer Umgebungstemperatur von 10 und 20 °C

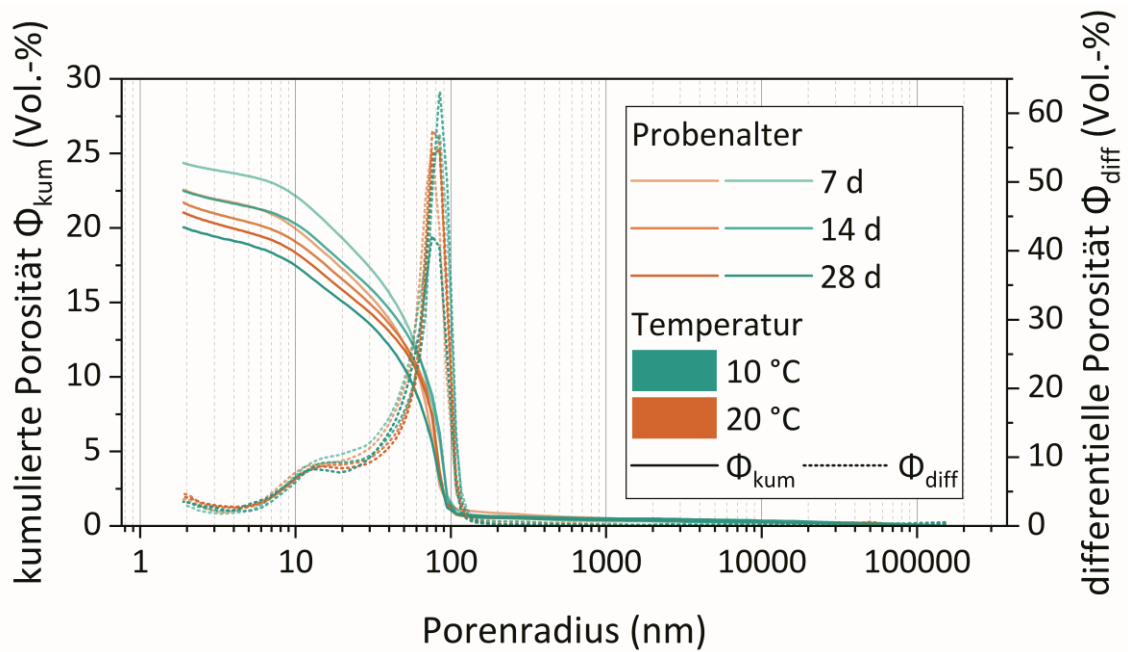


Abbildung 8.10: Entwicklung der MIP-Porenradienverteilung von verpresstem Zementstein der CEM I-Prüfserie mit einem initialen w/z-Wert von 0,5 ($w/z_{\text{verpresst}} = 0,33$) nach 7, 14 und 28 Tagen bei einer Umgebungstemperatur von 10 und 20 °C

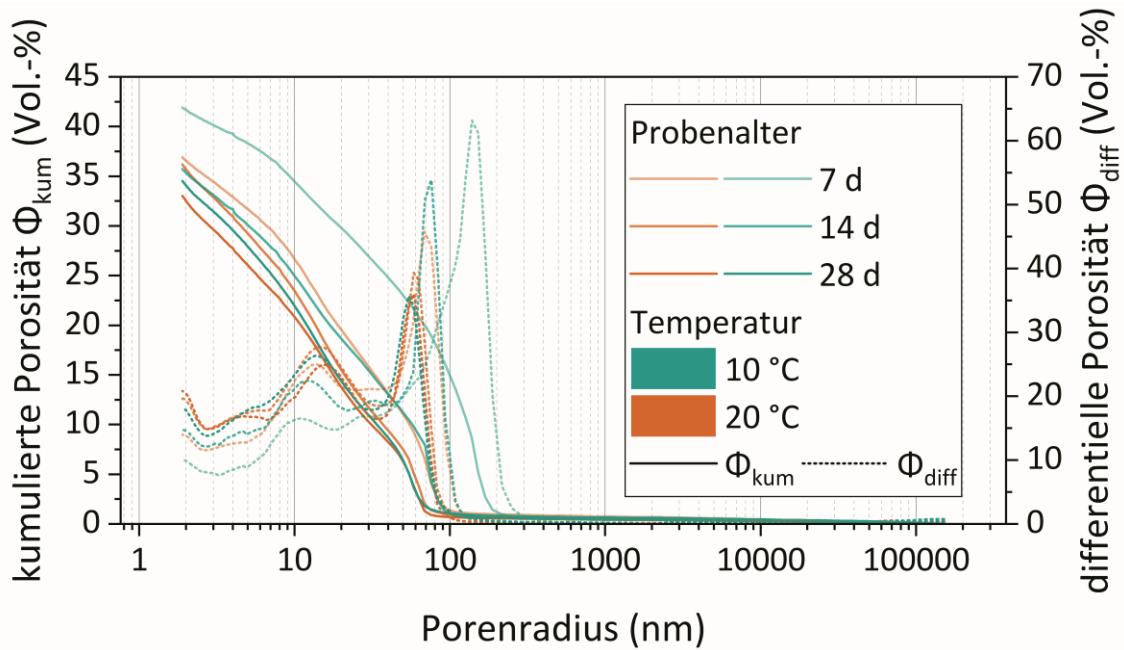


Abbildung 8.11: Entwicklung der MIP-Porenradienverteilung von Zementstein der CEM III/B-Prüfserie mit einem w/z-Wert von 0,5 nach 7, 14 und 28 Tagen bei einer Umgebungstemperatur von 10 und 20 °C

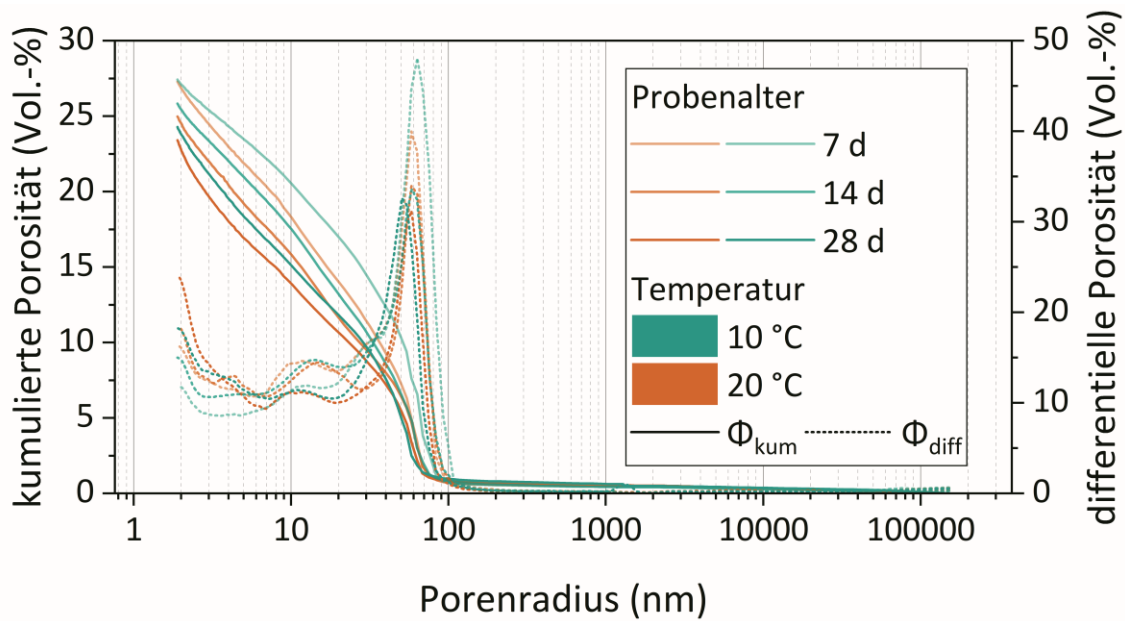


Abbildung 8.12: Entwicklung der MIP-Porenradienverteilung von verpresstem Zementstein der CEM III/B-Prüfserie mit einem initialen w/z-Wert von 0,5 ($w/z_{\text{verpresst}} = 0,35$) nach 7, 14 und 28 Tagen bei einer Umgebungstemperatur von 10 und 20 °C

Tabelle 8.2: Entwicklung der anhand von MIP-Messungen ermittelten Porositätskennwerten und Porositäten von verpressten und unverpressten Zementsteinen aus CEM I und CEM III/B für Umgebungstemperaturen von 10 und 20 °C

Zementart	w/z in (-)	Temperatur in (°C)	Porositätskennwerte in (nm)			Porositäten in (Vol.-%)		
			r_{med}	r_{krit}	r_{Gr}	Φ_{Hg}	Kapillar	Gel
			Hydratationsdauer in (d)					
			7 14 28					
CEM I	0,3*	10	58,97	84,32	96,49	24,37	22,11	2,26
			62,73	84,82	96,67	22,50	20,24	2,25
			53,48	75,68	95,76	20,05	17,43	2,63
		20	55,28	75,73	91,33	22,57	19,92	2,65
	59,70		75,76	94,14	21,70	19,05	2,66	
	0,5	10	59,42	84,50	92,72	21,04	18,32	2,73
			75,92	108,26	138,19	36,67	33,18	3,49
			63,55	94,76	119,69	32,56	28,82	3,74
20		57,04	94,17	110,86	29,50	26,36	3,14	
	65,01	108,26	126,35	34,41	31,06	3,35		
CEM III/B	0,3*	10	59,28	95,48	119,52	32,12	29,24	2,88
			53,80	94,47	112,31	30,98	27,80	3,17
			33,40	63,29	82,39	27,42	20,49	6,94
		20	21,07	58,43	74,00	25,83	17,47	8,36
	18,67		50,61	65,66	24,28	15,06	9,22	
	0,5	10	21,46	58,19	72,43	27,29	18,24	9,05
			17,38	58,24	72,21	24,99	15,77	9,22
			15,84	58,19	68,55	23,41	13,85	9,56
20		62,46	138,67	177,12	41,91	34,42	7,49	
	22,17	75,86	85,87	35,71	24,89	10,82		
0,5	10	15,22	54,14	68,55	34,53	21,86	12,68	
		22,52	68,86	86,23	36,91	26,53	10,38	
		15,95	58,50	73,72	36,19	23,34	12,85	
	20	15,44	58,50	69,28	33,04	20,74	12,30	

* verpresste Proben mit w/z_{verpresst} nach Tabelle 8.1

8.5 Einfluss auf das Quellverhalten

Das Quellverhalten von Zementstein bei niedrigen Umgebungstemperaturen wurde nach Abschnitt 6.1.4.1 geprüft. Die Ergebnisse der Dehnungsmessungen sind für die Versuchsreihe aus Portlandzement in Abbildung 8.13 und für die Versuchsreihe aus Hochofenzement in Abbildung 8.14 dargestellt. Bei allen Dehnungsmessungen ist die Standardabweichung aus den drei gemessenen Einzeldehnungen gering. Aus beiden Abbildungen wird deutlich, dass die Zementsteine bei niedrigen Umgebungstemperaturen ein deutlich ausgeprägteres Quellverhalten haben. Betrachtet man das Dehnungsverhalten des

Portlandzementsteines können die nachfolgenden Beobachtungen festgehalten werden. Der Einfluss des w/z-Wertes auf das Quellverhalten ist temperaturabhängig. Bei einer Temperatur von 20 °C schwindet die Prüferie mit einem w/z-Wert von 0,3 bis zu einem Alter von 7 Tagen. Diese makroskopische Volumenabnahme (autogenes Schwinden) ist auf das reduzierte Feuchteangebot aufgrund des niedrigen w/z-Wertes im Inneren des Zementsteingefüges zurückzuführen. Die Wasserknappheit wird durch die schnelle Hydratationsreaktion bei 20 °C begünstigt, welche den Porenraum verdichtet und einen Nachschub behindert. Auch bei einer Umgebungstemperatur von 10 °C sind die Dehnungen der CEM I-Prüferie mit einem w/z-Wert von 0,3 im frühen Stadium geringer als diejenigen mit einem w/z-Wert von 0,5. Ab etwa 10 Tagen zeigen die Prüferien mit niedrigem w/z-Wert bei 10 °C Lagerung höhere Quellmaße als die Prüferie mit einem w/z-Wert von 0,5. Bei einer Umgebungstemperatur von 20 °C tritt dieser Wechsel zwischen den Dehnungsraten erst ab etwa 31 Tagen auf. In der frühen Phase der Hydratation haben Portlandzementsteine mit einem w/z-Wert von 0,5 höhere Dehnungsraten als die Proben mit einem w/z-Wert von 0,3. Mit zunehmender Hydratationsdauer bewirken die niedrigen w/z-Werte insbesondere bei einer Umgebungstemperatur von 10 °C höhere Dehnungen.

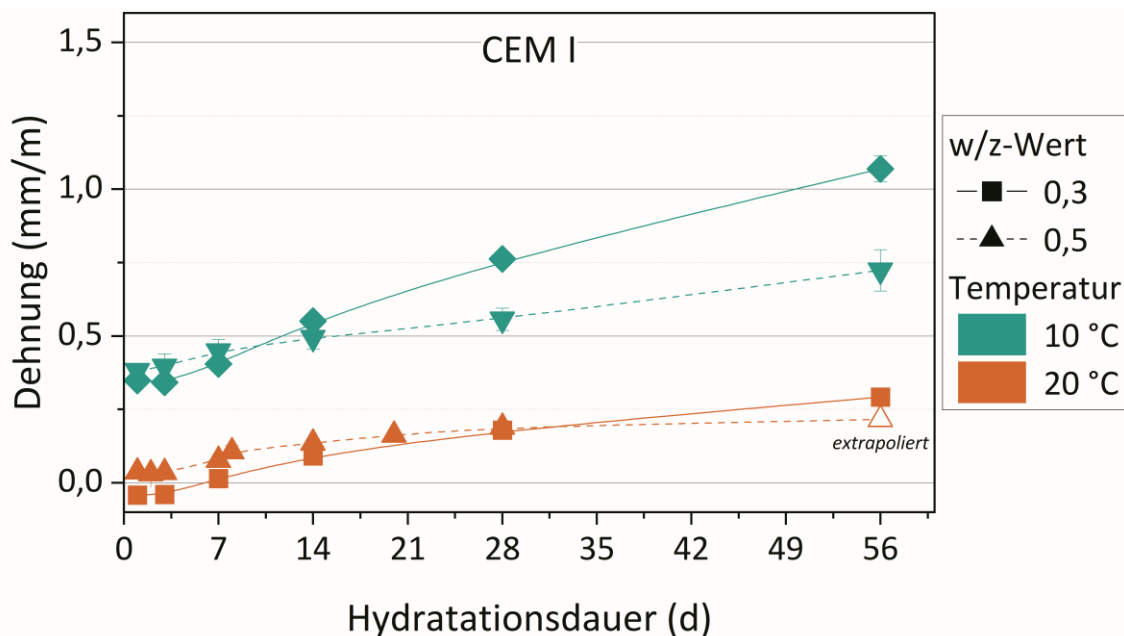


Abbildung 8.13: Dehnungen von Zementstein aus Portlandzement mit w/z-Werten von 0,3 und 0,5 bei Wasserlagerung in einer Umgebung von 10 und 20 °C (Der Messwert CEM I, w/z 0,5, 20 °C wurde durch Extrapolation nach Gleichung $y = 0,22 - 0,18 \cdot e^{\frac{x}{16,80}}$ ermittelt)

Mit Blick auf das Quellverhalten von Zementsteinen aus Hochofenzement können die nachfolgenden Beobachtungen festgehalten werden. Die Prüferien mit einem w/z-Wert von 0,5 haben im untersuchten Zeitraum grundsätzlich ein höheres Dehnmaß als diejenigen mit einem w/z-Wert von 0,3. Bei einer Umgebungstemperatur von 20 °C zeigen die Zementsteine mit einem w/z-Wert von 0,3 nach einem Tag Dehnungen, deren Rate jedoch mit zunehmender Hydratationsdauer abnimmt. Ab etwa 10 Tagen nehmen die Dehnungsraten wieder zu. Die Prüferie mit einem w/z-Wert von 0,5 zeigt bei einer Umgebungstemperatur von 20 °C kontinuierliche Dehnungsraten. Die Wasserlagerung bei einer Temperatur von 10 °C begünstigt für die Hochofenzementsteine eine signifikante Zunahme der Dehnungen innerhalb der ersten 7 Tage. Nach 7 Tagen Hydratationsdauer stellt sich ein Unterschied im Dehnungsverhalten in Abhängigkeit

vom w/z-Wert ein. Mit zunehmender Hydratationsdauer zeigen die Prüfserien mit einem höheren w/z-Wert größere Dehnungen.

Beim Vergleich des Quellverhaltens der beiden Bindemittelsysteme zeigen die Hochofenzementsteine im Untersuchungszeitraum in den jeweiligen Temperaturregimen ein höheres Dehnmaß als die Prüfserien aus Portlandzement. Des Weiteren zeigen die Hochofenzementsteine mit einem w/z-Wert von 0,5 durchweg ein höheres Quellverhalten als die Prüfserien mit einem w/z-Wert von 0,3. Bei den Prüfserien aus Portlandzement ist der Einfluss des w/z-Wertes stark von der Temperatur der Wasserlagerung abhängig. Bei niedrigen Umgebungstemperaturen resultieren im Untersuchungszeitraum höhere Quellmaße aus CEM I-Zementsteinen mit einem w/z-Wert von 0,3.

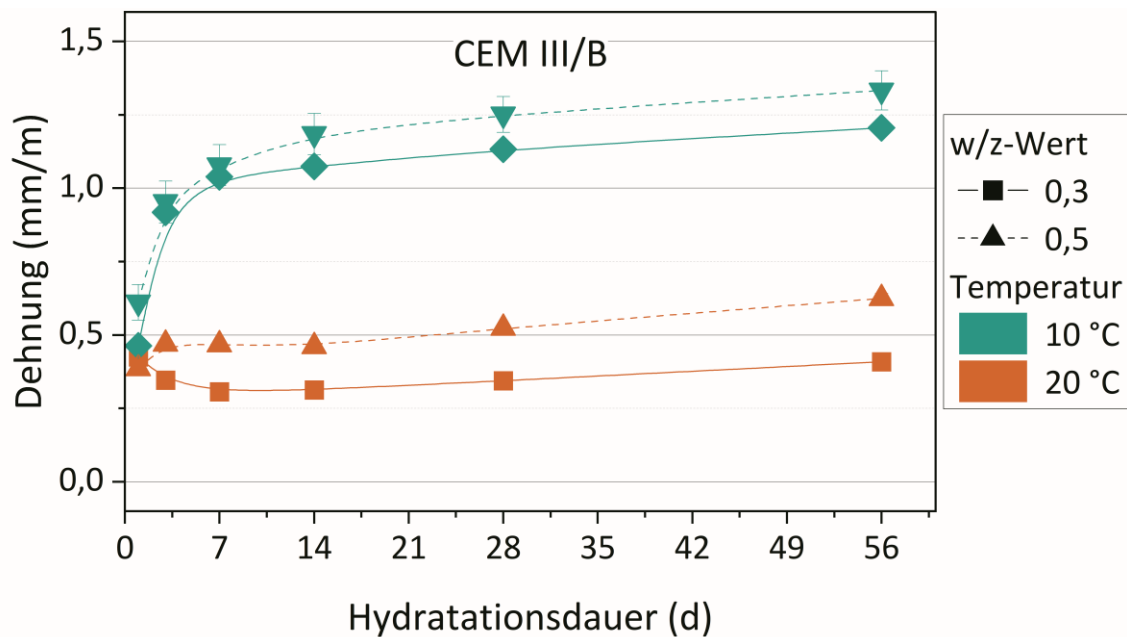


Abbildung 8.14: Dehnungen von Zementstein aus Hochofenzement mit w/z-Werten von 0,3 und 0,5 bei Wasserlagerung in einer Umgebung von 10 und 20 °C

8.6 Vergleichende Betrachtung

Die zuvor beschriebenen Ergebnisse zum Einfluss der Baugrundtemperatur auf die Hydratation und Eigenschaften von Zementstein werden nachfolgend hinsichtlich ihrer Einflussgrößen auf das Quellverhalten untersucht. Die Entwicklungscharakteristik der Dehnungen sind von der Zementart abhängig. Bei den Hochofenzementen treten die höchsten Änderungsraten der Dehnung innerhalb der ersten drei Tage auf und klingen im Anschluss ab. Bei Zementsteinen aus Portlandzement sind – abgesehen von der Erstableung – die Änderungsraten gering. Allerdings zeigt sich bei niedriger Umgebungstemperatur eine höhere Änderungsrate für Zementsteine mit niedrigem w/z-Wert.

Im frühen Stadium der Hydratation ist das Porensystem in hohem Grad vernetzt und durchgängig, sodass externes Wasser in diesen Porenraum eindringen kann. Mit fortschreitender Hydratation und der Bildung von Hydratphasen führt das eingedrungene Wasser zur Ausbildung von Quelldrücken, da es am Entweichen gehindert wird. Entsprechend reduzieren sich die Änderungsraten der Dehnungen mit

abnehmenden Grenzporenradien und abnehmendem maximalem Intrusionsvolumen wie in Abbildung 8.15 und Abbildung 8.16 dargestellt. Aus beiden Abbildungen wird zudem der Einfluss der Zementart und des w/z-Wertes deutlich.

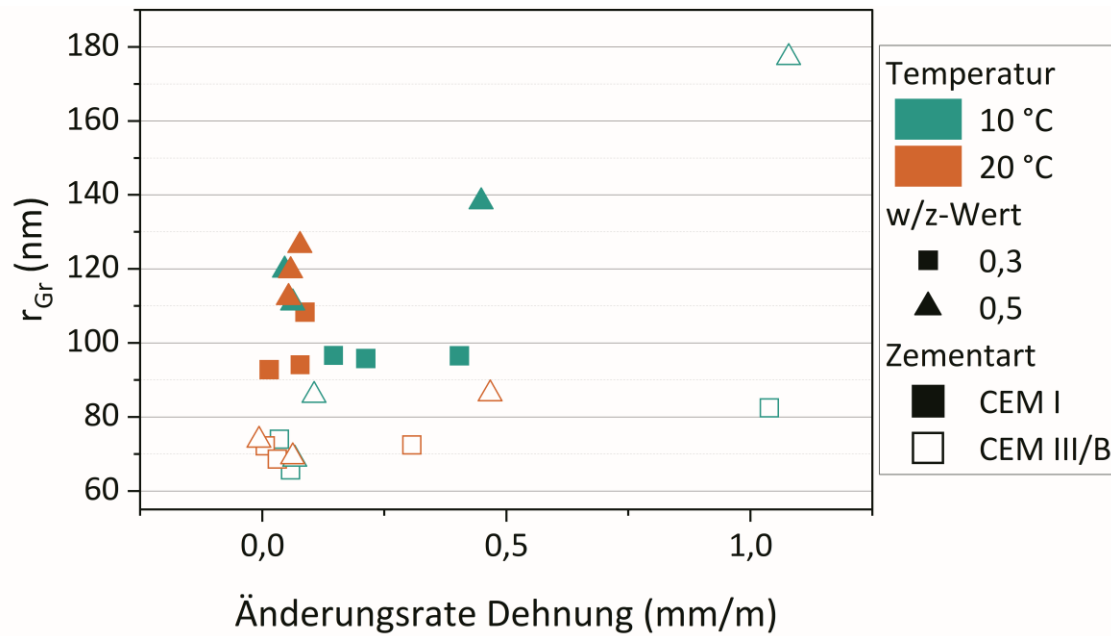


Abbildung 8.15: Änderungsrate der Dehnung im Verhältnis zum Grenzporenradius r_{Gr} von Zementstein aus CEM I und CEM III/B mit w/z-Werten von 0,3 (verpresste Proben) und 0,5 nach 7, 14, und 28 Tagen bei einer Wasserlagerung in einer Umgebung von 10 und 20 °C

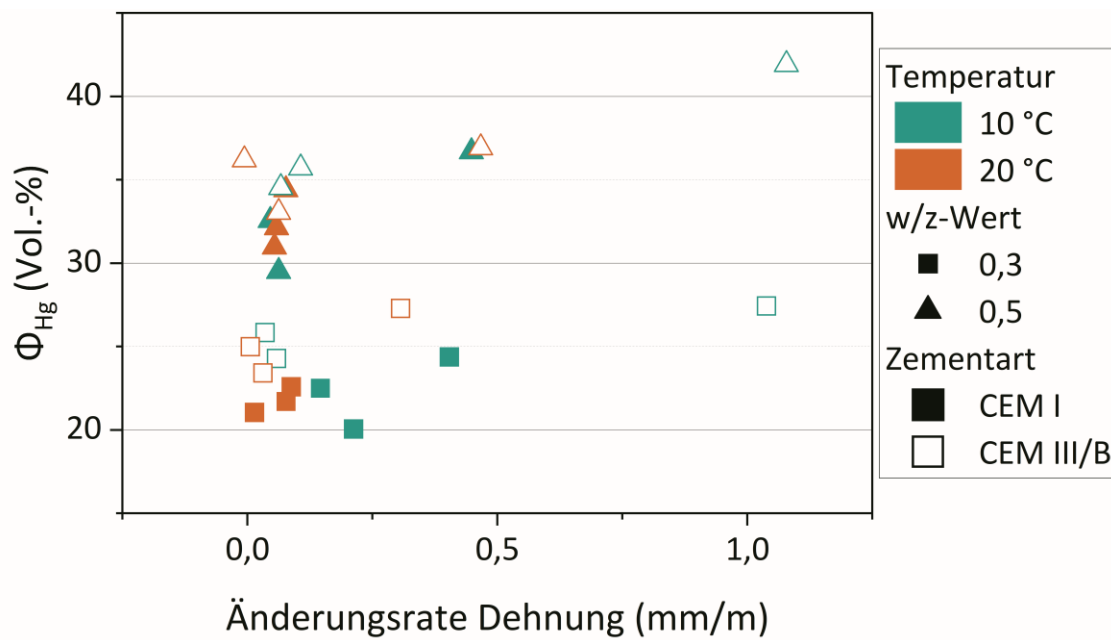


Abbildung 8.16: Änderungsrate der Dehnung im Verhältnis zum maximalen Intrusionsvolumen Φ_{Hg} von Zementstein aus CEM I und CEM III/B mit w/z-Werten von 0,3 (verpresste Proben) und 0,5 nach 7, 14, und 28 Tagen bei einer Wasserlagerung in einer Umgebung von 10 und 20 °C

Der durch das eindringende und eingeschlossene Wasser entstehende Spaltdruck wirkt gemäß dem *Münchner-Modell* (siehe 2.1.4.4 bzw. 2.2.3.3) überwiegend in den Zwischenschichten der Gelphasen des Zementsteines. Nach Pinson et al. (2015) sind Dehnungen von Zementstein linear proportional zum Wassergehalt im Baustoffgefüge und haben ihren Ursprung sowohl in den Zwischenschichten der C-S-H-Phasen als auch im Gelporenraum. In Abbildung 8.17 ist der Zusammenhang zwischen dem Anteil an Gelporen der mittels MIP erfassbaren Poren und dem Quellmaß der Zementsteine dargestellt. Zunächst sind die Ergebnisse hinsichtlich der Zementart zu differenzieren. Die CEM III/B-Prüfserien weisen einen deutlich höheren Anteil an Gelporen auf als die CEM I-Prüfserie. Die Abbildung zeigt, dass der Anteil an Gelporosität allein kein ausreichendes Kriterium für die Entstehung hoher Quellmaße ist. Dies wird anhand des Temperatureinflusses deutlich. Die Geschwindigkeit, mit welcher sich der Porenraum verengt, ist ein entscheidender Faktor für die Entstehung ausgeprägter Quellmaße.

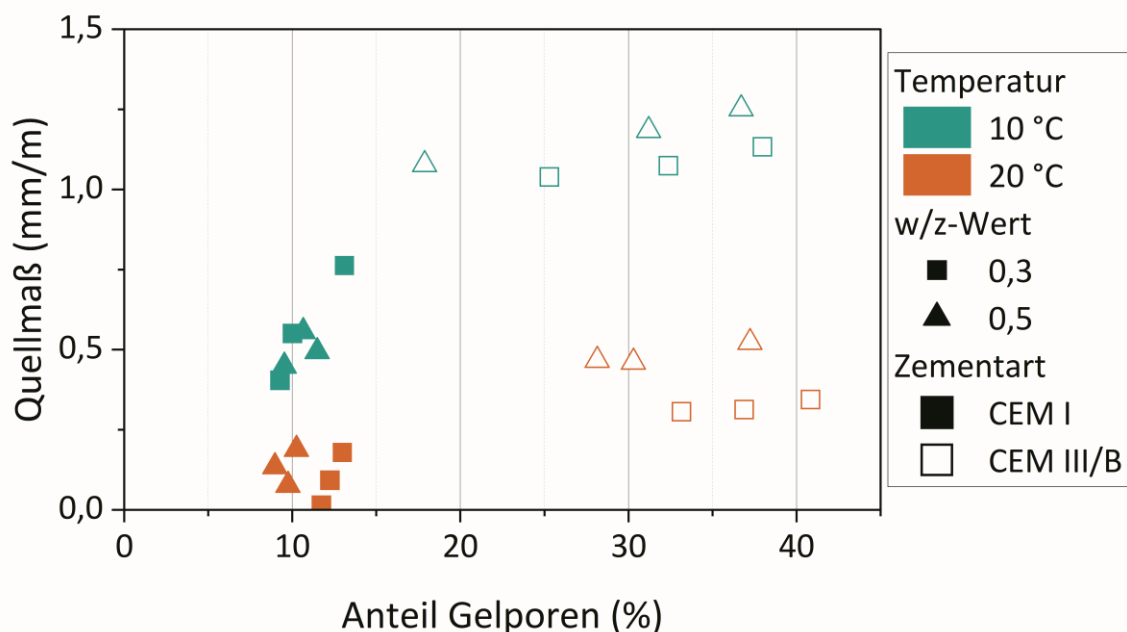


Abbildung 8.17: Anteil der Gelporen ($r < 10$ nm) am maximalen Intrusionsvolumen im Verhältnis zum Quellmaß von Zementstein aus CEM I und CEM III/B mit w/z-Werten von 0,3 (verpresste Proben) und 0,5 nach 7, 14, und 28 Tagen bei einer Wasserlagerung in einer Umgebung von 10 und 20 °C

In Abbildung 8.18 sind das Quellmaß (A)) und die Änderungsraten der Dehnung (B)) im Verhältnis zum Hydratationsgrad dargestellt. Aus niedrigen Hydratationsgraden ($\alpha < 20$ %) des Gesamtsystems resultieren hohe Änderungsraten, welche im weiteren Verlauf auch mit zunehmendem Hydratationsgrad erhalten bleiben. Aus niedrigen w/z-Werten des Portlandzementsteines resultieren im Vergleich zur Prüfserie mit einem w/z-Wert von 0,5 geringere Hydratationsgrade aber auch höhere Quellmaße. Dies ist insbesondere bei niedrigen Umgebungstemperaturen ausgeprägt. Grundsätzlich kann Zementstein mit niedrigem w/z-Wert ein Nachhydratisierungspotential zugesprochen werden (siehe 2.2.3.3). Um dieses jedoch auszuschöpfen ist ein Zugang zur reaktiven Oberfläche nötig, da die Zementpartikel üblicherweise von Hydratationsprodukten eingehüllt sind. Durch Rissbildung in zementgebundenen Baustoffen, können Nachhydratationspotentiale aktiviert werden. Diese beschränken sich allerdings lokal, sodass sich die Volumenzunahmen durch Quellen und Nachhydratation auf den durch die Rissbildung freigewordenen Raum konzentriert. Entsprechend kommt diesen Effekten bei der Selbstheilung von Rissen Bedeutung zu

(Lahmann et al. 2023). Das ausgeprägtere Quellverhalten dieser Untersuchung lässt sich jedoch nicht allein durch andauernde Hydratationsprozesse erklären.

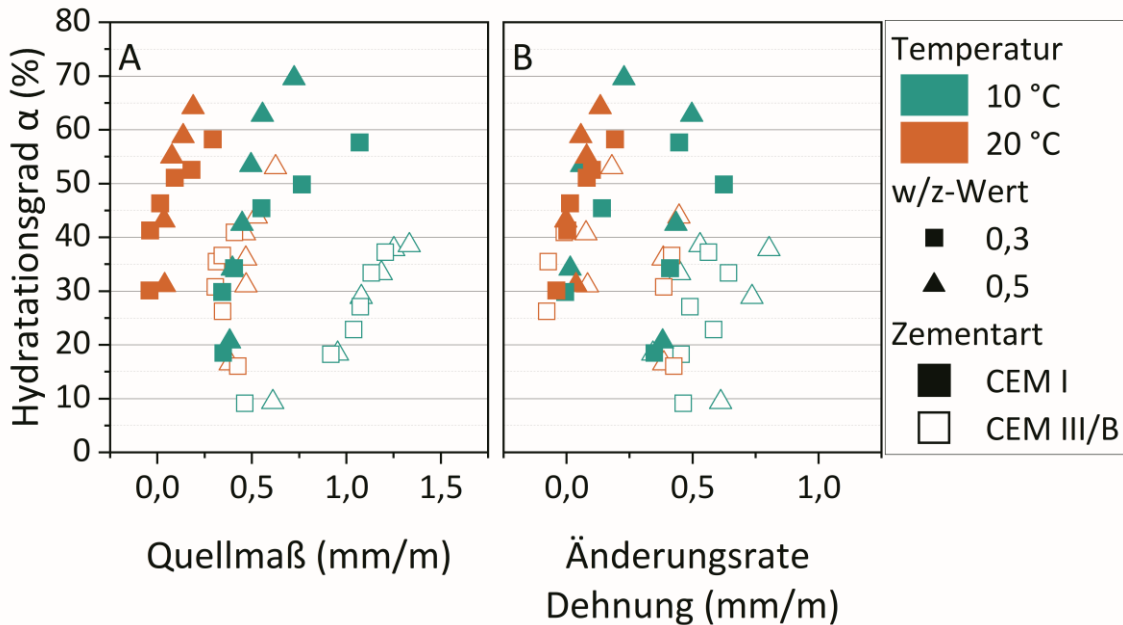


Abbildung 8.18: A) Quellmaß, B) Änderungsrate der Dehnung in Relation zum Hydratationsgrad α von Zementstein aus CEM I und CEM III/B mit w/z-Werten von 0,3 (verpresste Proben) und 0,5 bei einer Wasserlagerung in einer Umgebung von 10 und 20 °C

Einen weiteren Aspekt bei der Betrachtung des Quellverhaltens bei niedrigen Temperaturen wird der Bildung und Erscheinungsform von Calciumhydroxid in der Bindemittelmatrix zugesprochen. Die Calciumhydroxidkristalle bilden bei niedrigen Temperaturen längliche Kristalle mit rauen Texturen (siehe 2.2.3.2). In Abbildung 8.19 sind die gemessenen Quellmaße über das Verhältnis aus gebildetem Calciumhydroxid zum Gesamthydratationsgrad α aufgetragen. Der Quotient $Ca(OH)_2/\alpha$ ist typischerweise für Portlandzementsteine höher als für Hochofenzementsteine. Die Lagerung bei niedriger Umgebungstemperatur führt für die Proben der CEM III/B-Prüfserie zu einer leichten Erhöhung des Quotienten. Bei der CEM I-Prüfserie sind die Quotienten bei unterschiedlichen Umgebungstemperaturen auf einem vergleichbaren Niveau. Ob die höheren Phasenanteile an Calciumhydroxid ein Faktor bei der Entstehung der höheren Quelldrücke der Hochofenzementsteine sind oder ob sie eine Begleiterscheinung durch das Wasser- und Platzangebot im langsam verringernden Porenraum sind, kann nicht abschließend beantwortet werden.

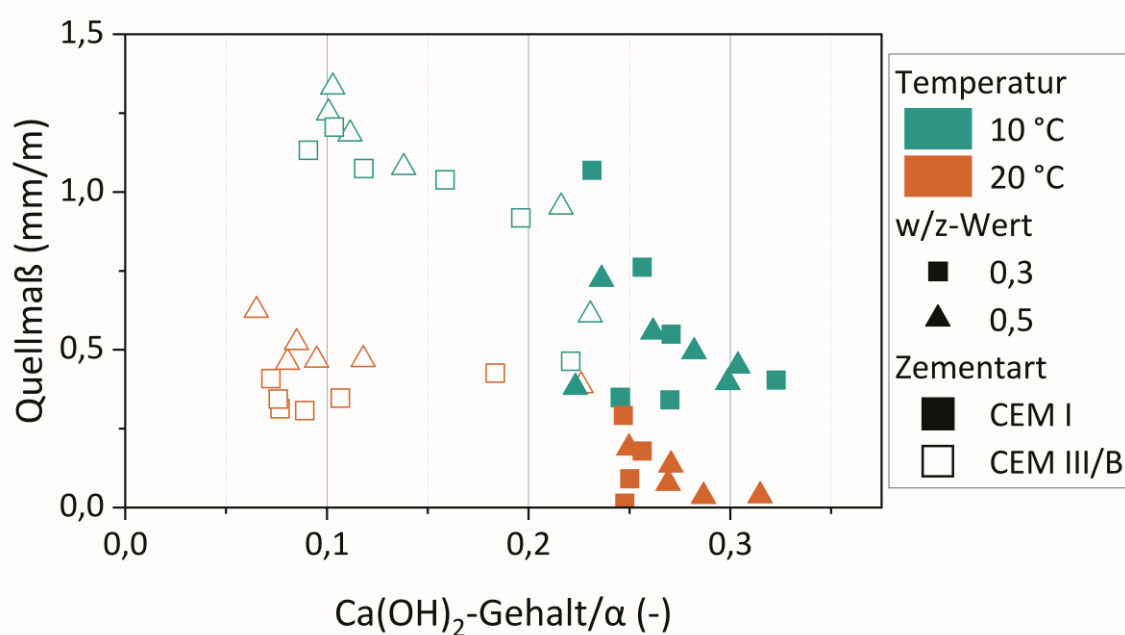


Abbildung 8.19: Relation des Quellmaßes zum Verhältnis zwischen Calciumhydroxidgehalt und Hydratationsgrad α von Zementstein aus CEM I und CEM III/B mit w/z-Werten von 0,3 (verpresste Proben) und 0,5 bei einer Wasserlagerung in einer Umgebung von 10 und 20 °C

8.7 Zusammenfassung

Um den Einfluss der natürlichen Nachbehandlung im Baugrund auf zementgebundene Baustoffe zu untersuchen, wurden Zementsteine bei 10 und 20 °C wassergelagert und hinsichtlich ihrer Festigkeitsentwicklung, Hydratationsgeschwindigkeit, Porositätsentwicklung und Quellverhalten untersucht.

Die Festigkeitsuntersuchungen zeigten für die Untersuchungszeitpunkte nach 28 und 56 Tagen eine Reduktion der Druckfestigkeit infolge der niedrigen Umgebungstemperatur. Die Reduktion war bei den CEM I-Prüfserie weniger stark ausgeprägt als bei den CEM III/B-Proben. Die Biegezugfestigkeiten der Zementsteine mit einem w/z-Wert von 0,3 sind grundsätzlich höher als die der Zementsteine mit einem w/z-Wert von 0,5. Die Wasserlagerung bei 10 °C führt zu niedrigeren Biegezugfestigkeiten. Die Differenz zwischen 28 und 56 Tagen ist bei den Zementsteinen aus CEM III/B für die niedrigen Temperaturen deutlich ausgeprägt.

Erwartungsgemäß reduziert die niedrige Nachbehandlungstemperatur die Hydratationsgeschwindigkeit der untersuchten Zementsteine. Mit zunehmender Hydratationsdauer gleichen sich die Hydratationsgrade der untersuchten Zementsteine in den betrachteten Temperaturbereichen allerdings an.

Die niedrige Umgebungstemperatur bewirkt bei Portlandzementsteinen die Ausbildung eines feineren und dichteren Gefüges mit zunehmendem Probenalter. Dies zeigt sich anhand geringerer maximalen Intrusionsvolumina und abnehmender Medianporenradien. Zudem wird der Kapillarporenraum im Vergleich zur 20 °C-Lagerung verringert. Die Porositätskennwerte von Zementstein aus Hochofenzement werden durch niedrige Umgebungstemperaturen positiv beeinflusst. Hinsichtlich des Gel- und Kapillarporenanteiles hat die 10 °C-Wasserlagerung keinen signifikanten Einfluss im Untersuchungszeitraum.

Die Untersuchungen an verpressten und unverpressten Zementsteinen zeigen, dass insbesondere bei den im Baugrund vorherrschenden niedrigen Temperaturen sich höhere Quellmaße einstellen als bei Wasserlagerung mit 20 °C. Ein Einflussfaktor auf das Quellverhalten ist der w/z-Wert, welcher in Abhängigkeit von Umgebungstemperatur und Zementart unterschiedlich stark ausgeprägt ist. Für Portlandzementsteine sind niedrige w/z-Werte mit einem höheren Quellmaß verbunden, welches bei niedrigeren Temperaturen ausgeprägter ist. Für Hochofenzementsteine führt ein w/z-Wert von 0,5 zu höheren Quellmaßen, wobei die Zunahme bei niedrigen Temperaturen weniger stark ausgeprägt ist. Eine für beide zementären Systeme eindeutige Einflussgröße für das Quellen der untersuchten Zementsteine kann nicht festgestellt werden. Für Hochofenzementsteine werden die höheren Dehnungen bei niedrigen Temperaturen von einer Zunahme des Calciumhydroxidanteils der gebildeten Hydratationsprodukte begleitet.

Mit Blick auf die Praxis können für geotechnische Elemente mit hohem Zementsteinanteil wie Verpressanker und Mikropfähle, aber auch für Düsenstrahlelemente je nach vorliegenden Baugrundbedingungen und Herstellparametern erhöhte Radialspannungen infolge der Volumenzunahme des Baustoffes bei vorhandenem Wasserangebot auftreten. Die niedrige Baugrundtemperatur bewirkt zudem eine hinsichtlich der Dauerhaftigkeit gegenüber chemischem Angriff günstige Entwicklung der Poren- und Mikrostruktur.

9 Szenariobetrachtung: Angriff kalklösender Kohlensäure auf Zementstein

9.1 Vorbemerkungen

Aufgrund der Ergebnisse zum Einfluss des Angriffs kalkaggressiver Kohlensäure auf das Tragverhalten von Verpressankern (siehe 4.6) und das im Bereich der Bundeswasserstraßen häufige Vorkommen (Nuber et al. 2024a), wurde dieses Szenario im Rahmen des Forschungsvorhabens als kritisch eingestuft. Als Resultat wurde ein umfangreiches experimentelles Untersuchungsprogramm an der BAW initiiert. Ziel dieser Arbeit war im Rahmen der Untersuchungen Einflussgrößen zu ermitteln, mit welchen der Widerstand des Baustoffes gegenüber aggressivem CO_2 erhöht und ggf. der Schädigungsmechanismus gedämpft werden kann. Im Zentrum steht dabei der Widerstand reiner Zementsteine, wie sie in Mikropfählen und Verpressankern üblicherweise vorliegen.

Den in der Literatur beschriebenen Ergebnissen zufolge weisen Betonen und Mörteln aus Hochofenzementen in diesem Angriffsszenario einen höheren Widerstand auf als Baustoffe aus Portlandzement. (siehe 3.2.4.3). Gespräche mit Planern und ausführenden Spezialtiefbauunternehmen zeigen, dass für die Ausführung von Verankerungselementen in einer Umgebung mit kalkaggressiver Kohlensäure die Verwendung von Hochofenzementen zur Begegnung und Erhöhung des Widerstands eine mögliche Option darstellt und teilweise Anwendung findet. Für die Ausführung von Auftriebssicherungen mittels Mikropfählen wurde beispielsweise eine Bohrlochvergütung mit einem CEM III/B und einem Zusatz von 20 Gew.-% Flugasche durchgeführt (Schäfer et al. 2007).

Die Versuche wurden im Rahmen eines Forschungsvorhabens der BAW, welche die Auswirkung des Angriffs kalkaggressiver Kohlensäure auf das Tragverhalten von Verpressankern untersucht (Herten und Heidenreich 2022), durchgeführt. Der Versuchsumfang beinhaltet zum einen die Untersuchung des in situ hergestellten Verpresskörpers, zum anderen wurden Untersuchungen an im Labor hergestellten verpressten und unverpressten Zementsteinproben durchgeführt. Die Einlagerungsversuche der Zementsteinproben fanden im durchströmten Boden und in an den Versuchskreislauf angeschlossenen, separaten Behältern in freier Lösung statt. Die Differenzierung zwischen Bodenlagerung und Lagerung in freier Lösung diente zur Erfassung von Einflüssen aus unterschiedlichen Transportbedingungen.

9.2 Versuchsrandbedingungen

9.2.1 Ausgangsstoffe und Probencharakterisierung

Um den Einfluss der Zementart auf den Widerstand gegenüber kalkaggressiver Kohlensäure abzubilden, wurden drei Normzemente untersucht. Die Verpresskörper der Versuchsreihen im Großversuch wurden mit einem im Spezialtiefbau üblichen CEM I 42,5 R hergestellt. Für die Einlagerung in freier Lösung und

im Boden wurden neben diesem Portlandzement ein CEM III/B 42,5 N-LH/SR und ein speziell für das Angriffsszenario entwickelter Ankerzement HS CEM III/A 52,5 L-SR/HO verwendet. Die chemische und mineralogische Zusammensetzung der Zemente ist in Tabelle A 8.1 gegeben. Die Zementsteinprismen wurden in Anlehnung an DIN EN 196-1:2016-11 als unverpresste Normprismen sowie nach Abschnitt 6.3 als zylindrische Verpressproben hergestellt. Nach dem Ausschalen wurden die Proben beschriftet und bei 20 ± 1 °C bis zum Einlagerungsbeginn wassergelagert. Das vorgesehene Probenalter bei Einlagerungsbeginn lag bei 56 Tagen. Durch Verwerfungen in Folge der COVID-19-Pandemie erfolgte die Einlagerung jedoch in einem Probenalter von einem Jahr. Die mechanische Charakterisierung der unverpressten Normprismen aus Zementstein ist in Tabelle A 8-2 gegeben. Die Werte der Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck sind informativ in Tabelle A 8.3 gegeben.

Die Charakterisierung der Materialeigenschaften erfolgte mittels Quecksilberdruckporosimetrie und Thermoanalytik. Die differentiellen und kumulativen Porenradienverteilungen der verpressten und unverpressten Zementsteine in einem Probenalter von 56 d sind im Anhang A8.2 abgebildet. In Tabelle 9.1 sind die aus der MIP-Auswertung abgeleiteten Porositätskennwerte und Porositäten aufgeführt. Weiterhin zeigt Tabelle 9.1 die infolge des Verpressvorganges erzielten mittleren $w/z_{\text{verpresst}}$ der eingelagerten Proben. Ebenfalls angegeben werden die Hydratationsgrade sowie der Calciumhydroxidgehalt der jeweiligen Zementsteine im Probenalter von 56 Tagen.

Tabelle 9.1: Charakterisierung der Materialeigenschaften der untersuchten Rezepturen mittels MIP und TGA im Probenalter von 56 Tagen

Zementart	w/z_{init} in (-)	$w/z_{\text{verpresst}}$ in (-)	Porositätskennwerte in (nm)			Porositäten in (Vol.-%)			α in (%)	CH- Gehalt in (%)
			r_{med}	r_{krit}	r_{Gr}	Φ_{Hg}	Kapillar	Gel		
CEM I	0,4	0,29	63,43	68,77	85,05	18,24	16,73	1,51	56,03	12,34
		-	45,40	63,31	79,48	26,64	22,83	3,81	61,51	14,22
	0,5	0,33	54,39	76,04	87,31	17,84	15,27	2,57	58,22	14,37
		-	44,75	84,28	100,90	28,36	23,61	4,75	72,94	16,34
CEM III/A	0,4	0,35	32,67	34,48	46,37	20,37	18,15	2,22	43,34	4,58
		-	24,66	29,18	36,05	21,46	16,22	5,23	52,70	4,89
	0,5	0,40	30,24	41,97	85,70	18,77	14,53	4,23	55,65	4,02
		-	21,03	44,67	53,55	27,84	19,07	8,77	61,51	4,85
CEM III/B	0,4	0,33	22,23	46,90	61,77	19,01	12,31	6,70	35,04	2,95
		-	14,02	47,09	57,62	23,11	13,25	9,86	49,45	3,08
	0,5	0,37	15,91	49,93	61,97	20,61	11,99	8,62	40,91	2,96
		-	14,29	58,46	67,75	33,36	19,80	13,56	53,03	3,45

Das Verpressen der Zementsuspensionen führt für den untersuchten CEM I und den CEM III/B zu einer Abgabe von Anmachwasser und in der Folge zu einer über die ganze Probenhöhe annähernd ähnlichen Porositätsverteilung (siehe Abbildung A 6.9). Der Einfluss des Verpressvorganges auf den erhärteten Zementstein der Zementarten CEM I und CEM III/B wurde bereits in Abschnitt 7.3.2 ausführlich behandelt. Der untersuchte CEM III/A verfügt über Zusätze, welche laut Herstellerangaben seine Verarbeitungseigenschaften verbessern und ebenfalls eine gezielte Expansion ermöglichen. Die Verpressversuche zeigten, dass dieses Bindemittel ein höheres Wasserrückhaltevermögen besitzt, als die beiden anderen Zemente und sich in der Folge ein örtlich begrenzter Filterkuchen im angrenzenden Bereich des Filtermediums

ausbildet. Der pH-Wert des ausgefilterten Anmachwassers betrug für initiale w/z-Werte von 0,4 und 0,5 im Mittel 12,95 ($s = 0,00$) und lag damit auf vergleichbarem Niveau wie das ausgepresste Anmachwasser des CEM III/B (siehe Tabelle 7.5). Die Porositätseigenschaften des erhärteten, verpressten CEM III/A ändern sich mit zunehmendem Abstand von der Filterebene (siehe Abbildung A 6.9). Im direkten Kontakt zur Filterebene sind die Porositäten am geringsten. Für die Untersuchungen der verpressten Zementsteine mittels MIP wurden Probenstücke aus dem unmittelbar ans Filtermedium angrenzende Bereich verwendet.

Der kritische Porenradius sowie der Medianporenradius des CEM III/A-Zementsteines werden durch den Verpressvorgang kaum bzw. nicht verringert. Es fällt zudem auf, dass die Porositätskennwerte des unverpressten Zementsteins mit einem w/z-Wert von 0,4 geringer sind als jene mit einem $w/z_{\text{verpresst}}$ von 0,4. Ein Erklärungsansatz für diese Beobachtung ist, dass die Filtration des Anmachwassers mit einer Abnahme der sich während der Anfangshydrolyse (siehe 2.1.3.1) einstellenden Konzentration relevanter Ionen verbunden ist, wodurch vermutlich das engverzahnte Aufwachsen von Hydrationsprodukten auf den Klinker- und Hüttensandpartikeln gestört wird. Durch das Verpressen wird bei den CEM III/A-Zementsteinen Φ_{Hg} reduziert, allerdings ist das Gelporenvolumen weniger stark ausgeprägt als bei den unverpressten Zementsteinen.

Erwartungsgemäß sind die Hydratationsgrade mit zunehmendem Hüttensandgehalt und mit geringerem w/z-Wert geringer. Ebenso ist der Einfluss der Zementart auf den Gehalt an Calciumhydroxid deutlich. Die Hochofenzementsteine haben im Vergleich zu Zementsteinen aus Portlandzement geringere Portlandmengen. Das Verpressen der Zementsuspensionen führt zu einer Reduzierung des Calciumhydroxidanteils.

9.2.2 Randbedingungen der Einlagerungen

Die Versuchsanlage und Steuerungstechnik sowie die Aufbereitung des Prozesswassers wurde im Rahmen des Forschungsvorhabens zur Untersuchung der Grenztragfähigkeit von Verpressankern unter Einwirkung kalkaggressiver Kohlensäure entwickelt und ist detailliert beschrieben in (Heidenreich i. E.). Für die Einlagerungsversuche wurden zwei Edelstahlbehälter (Werkstoffnr.: 1.4571 nach DIN EN 10088-1:2024-04) mit den Abmessungen $600 \cdot 400 \cdot 400 \text{ mm}^3$ und einer Dicke von 2 mm an den Kreislauf des Prozesswassers angeschlossen. Der Zufluss in beide Behälter wurde durch ein Rohrverbinder T-Stück mit DN 15 realisiert an dessen Zulauf ein magnetisch-induktives Durchflussmessgerät Picomag der Firma *Endress+Hauser* eingebunden war. In den Behältern wurden je drei Verteilerrohre mit DN 15 eingebaut über denen ein Gitter mit Randabkantung gestellt wurde. Auf diesem Gitter wurden die Proben platziert. In Abbildung 9.1 ist eine schematische Darstellung der Versuchsbehälter (A), sowie Fotografien (B), C) der Versuchsbehälter in der Versuchshalle der BAW gegeben.

Die Expositionsbedingungen der in freier Lösung gelagerten verpressten und unverpressten Zementsteinprobekörper sind in Tabelle A 8.4 im Anhang aufgeführt.

Die Einlagerung der Probekörper im Versuchsboden erfolgte beim Einbau des Bodens in die Versuchsanlage. Die wassergesättigten Zementsteinprismen wurden innerhalb der unteren 10 cm des Versuchsbodens platziert. Die Expositionsbedingungen sind in Tabelle A 8.5 im Anhang aufgeführt.

Die Verpressanker wurden in situ im durchströmten Versuchsboden hergestellt. Die Herstellweise ist in (Heidenreich et al. 2026) beschrieben. Die Expositionsbedingungen sind ebenfalls in Tabelle A 8.5 im

Anhang aufgeführt. Eine Übersicht über die Verpressanker, ihre Bezeichnung sowie die durchgeführten Untersuchungen ist in Tabelle A 8.6 gegeben. Die Bodenkennwerte des Versuchsbodens können (Heidenreich i. E.) entnommen werden.

Die Randbedingungen der Einwirkungen entsprechen einer Expositionsklasse XA2 nach DIN 4030-1:2024-07. Zudem ist festzuhalten, dass die Durchflussraten im Boden deutlich größer sind als die in freier Lösung.

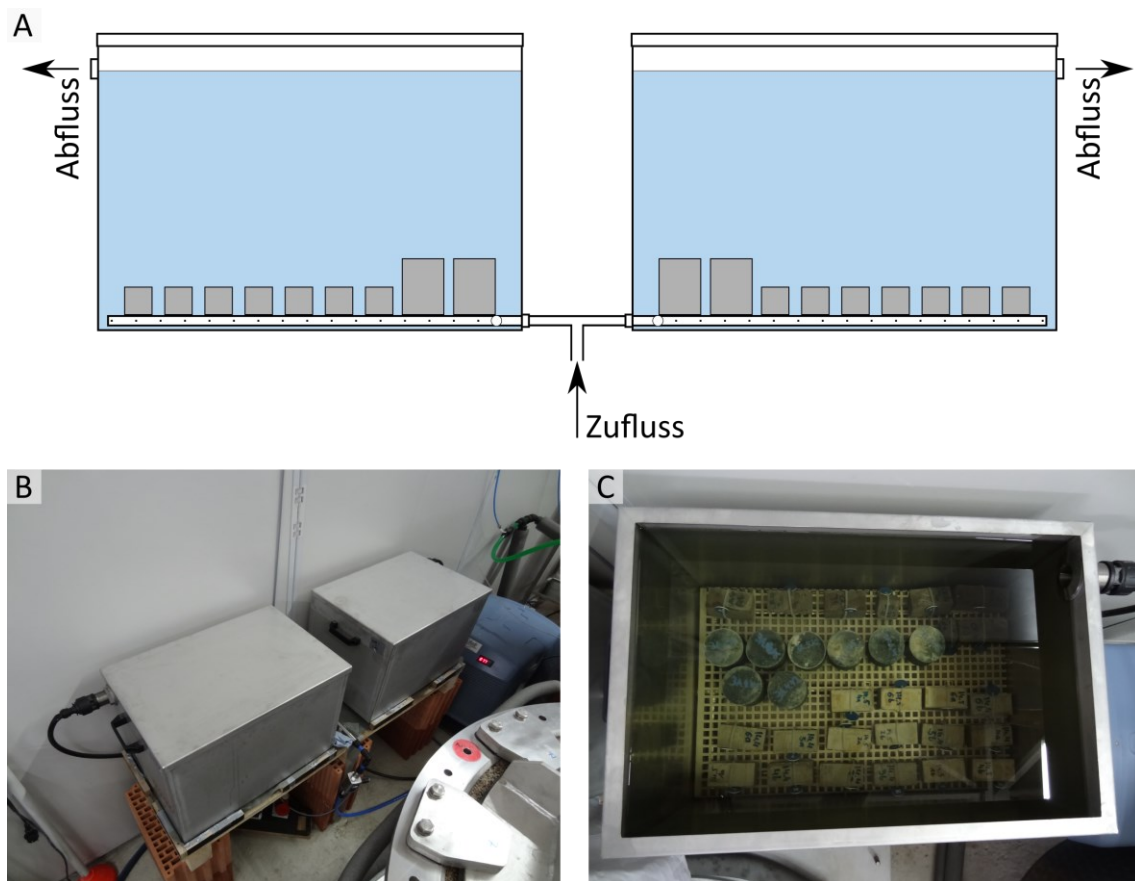


Abbildung 9.1: Versuchsbehälter zur Einlagerung von Zementsteinproben in freier Lösung mit kalkaggressiver Kohlensäure: A) Schematische Darstellung der Versuchsbehälter, B) Ansicht der Versuchsbehälter, C) Draufsicht zu Einlagerungsbeginn

9.2.3 Probenpräparation

Die Proben wurden nach 3, 6 und 12 Monaten aus den Einlagerungsbehältern mit freier Lösung bzw. dem durchströmten Boden entnommen. Die Kabelbinder inklusive der Ronden zur Probenzuordnung entfernt und die Proben nach Abschnitt 6.1.4.2 gewogen. Im Anschluss wurden die Proben in luftdicht verschlossenen Kunststoffbecher verwahrt. Nach Ausbau aller Proben wurden diese fotodokumentiert.

Um die geschädigten und carbonatisierten Randbereiche für weitere Untersuchungen an der TUHH zu stabilisieren, wurden die oberflächlich angetrockneten Proben in Kunststoffbechern mit blau eingefärbtem, niedrigviskosem Epoxidharz vergossen. Aus den in dieser Weise versiegelten Proben wurden für weitere Untersuchungen Scheiben in Querrichtung gesägt.

Die Untersuchungen der Grenztragfähigkeit von Verpressankern unter dem Angriff kalkaggressiver Kohlensäure sind Bestandteil eines eigenständigen Forschungsvorhabens. In diesem wurden Verpressanker zum jeweiligen Prüfzeitpunkt einer Ankerprüfung unterzogen und im Anschluss aus der Versuchsapparatur ausgebaut. Die Mantelflächen der Verpresskörper wurden mit einem Besen behutsam von anhaftenden Sandkörnern befreit und mit Leitungswasser abgespült. Bis zur Präparation für die materialspezifischen Untersuchung wurden die Verpresskörper in Schrumpffolie und feuchten Tüchern eingewickelt, um ein Austrocknen und Absanden der mechanisch entfestigten Schicht zu verhindern. Nach erfolgter Übergabe wurden die Verpresskörper mithilfe eines 3D-Photogrammetrie-Scanners gescannt. Der Verpresskörper – erneut eingewickelt in Schrumpffolie und feuchte Tücher – wurde vom Stahlrohr abgetrennt und im Anschluss fotodokumentiert (siehe Anhang A8.6). Im Anschluss wurden die Verpresskörper auf gleichförmige Winkelprofile aus PVC-U, welche in einem KG-Rohr Muffenstopfen mit Nennweite von 110 mm platziert waren, gestellt. Über den Verpresskörper wurde ein passendes KG-Rohr mit einer Länge von 100 cm gestülpt und auf den Muffenstopfen gesteckt. Der Ringraum zwischen KG-Rohr und Verpressanker wurde mit blau eingefärbtem, niedrigviskosem Epoxidharz vergossen. Eine Fotodokumentation der Arbeitsschritte der Verpresskörperpräparation ist im Anhang A8.5 gegeben.

9.2.3.1 Anmerkungen zum Probenumfang

Die experimentellen Untersuchungen zum Angriff kalkaggressiver Kohlensäure fanden an der BAW am Standort Karlsruhe statt. Die Probenherstellung erfolgte ebenfalls vor Ort. Während der Herstellung der verpressten Zementsteinproben kam es zu einer Beschädigung der Filterpresse, sodass die Probenherstellung und Einlagerung verpresster Portlandzementsteine zu einem späteren Zeitpunkt erfolgten. Auf die Herstellung verpresster Proben aus CEM III/B mit initialem w/z-Wert von 0,4 wurde in diesem Zuge verzichtet. Das Probenalter zu Beginn der Einlagerung der verpressten CEM I-Zementsteine betrug 56 Tage.

Durch Umstellung in den Versuchsrandbedingungen (Untersuchung des Einflusses von kalkhaltigem Sand auf die Tragfähigkeit von Verpressankern unter Angriff kalkaggressiver Kohlensäure) konnte für die verspätet eingelagerten verpressten Portlandzementsteine mit initialem w/z-Wert von 0,4 und 0,5 keine Bewertung des Angriffs nach 12 Monaten erfolgen. Zwischen der Einwirkungsdauer von 6 und 12 Monaten hatte das Prozesswasser aufgrund der hohen Verfügbarkeit von Calcium im System kalkabscheidenden Charakter, sodass kein Angriff mehr stattfand.

9.3 Ergebnisse der Untersuchungen zum Angriff kalklösender Kohlensäure

9.3.1 Ergebnisse der Exposition im Boden

9.3.1.1 Optisches Erscheinungsbild der Probekörper

Die im unteren Bereich der Versuchsapparatur im nichtbindigen Boden eingelagerten Proben wurden zum jeweiligen Auslagerungszeitpunkt behutsam zusammen mit umgebendem Sand ausgebaut. Der an der Festkörperoberfläche anhaftende, feuchte Sand wurde vorsichtig mit einem Spatel entfernt. Die Abmessungen der Probekörper blieben während der Einlagerungsdauer bis 12 Monate unverändert. Die Oberfläche zeigte – beginnend an den Kanten und Ecken – eine mit andauernder Exposition zunehmende Braunverfärbung. Die braunverfärbte Oberfläche lässt sich durch leichten mechanischen Einsatz eines Spatels ritzen. Eine flächige Abtragung ist jedoch nicht möglich. Feuchtigkeitsbenetzt ändert sich die

Beschaffenheit der Oberfläche nicht und ist abweichend zu Literaturangaben für die untersuchten Zementarten nicht als weich oder gallertartig zu definieren.

9.3.1.2 Neutralisierungstiefe

Die Ergebnisse der Messung der Neutralisierungstiefe sind in Abbildung 9.2 dargestellt. Erwartungsgemäß nimmt die Neutralisierungstiefe mit zunehmender Einwirkungsdauer zu. Während der ersten 6 Monate zeigen die Portlandzementsteine einen tendenziell höheren Widerstand gegenüber der Neutralisierung. Nach 12 Monaten sind die Neutralisierungstiefen aller im Boden eingelagerten Zementsteine unabhängig vom w/z-Wert auf vergleichbarem Niveau. Die Streuungen konnten bei der Messung der Neutralisierungstiefe mit der Lage der Probekörper im Boden bzw. einem Einfluss der Anströmrichtung in Verbindung gebracht werden.

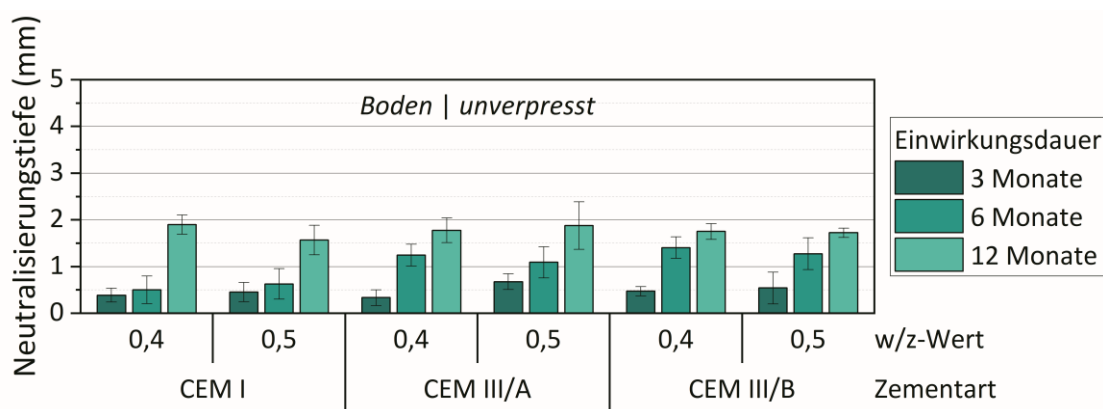


Abbildung 9.2: Neutralisierungstiefe unverpresster, im Boden gelagerter Zementsteine nach Einwirkung kalkaggressiver Kohlensäure für 3, 6 und 12 Monate

9.3.1.3 Lichtmikroskopische Untersuchung der Einflusstiefe

Die im Boden gelagerten Zementsteinproben zeigen eine für den Angriff durch kalklösende Kohlensäure typischen Schädigungsfortschritt. Die Auswertung der Einflusstiefe erfolgte an Dünnschliffen mit Abmessungen $28 \cdot 48 \text{ mm}^2$. Die Position des Dünnschliffes wurde im oberen Bereich des Zementsteinprismas gewählt. Abbildung 9.3 zeigt hierzu eine schematische Darstellung der im durchströmten Boden eingelagerten Proben im Querschnitt.

Die Ergebnisse der Bestimmung der nach 6.2.2.2 definierten Einflusstiefe sind in Abbildung 9.4 für Einwirkungsdauern von 3, 6 und 12 Monaten dargestellt. Erwartungsgemäß nehmen die jeweiligen Einflusstiefen mit zunehmender Einwirkungsdauer zu. Ein niedriger w/z-Wert wirkt sich aufgrund des erhöhten physikalischen Widerstandes günstig auf die Dicke der Einflusstiefe aus. Die Rezepturen aus CEM I zeigen während der untersuchten Einwirkungsdauer von bis zu 12 Monaten die niedrigsten x_m -Werte. Dies steht in direktem Zusammenhang mit der verfügbaren Menge an Portlandit im Bindemittelsystem, welche den Fortschritt des Angriffs dämpft. Die Bindemittelzusammensetzung wirkt sich zudem auf die Einflusstiefe des chemisch-physikalisch veränderten Bereiches aus. So ist der carbonatisierte und calciumhydroxidverarmte Bereich bei den Portlandzementsteinen ausgeprägter.

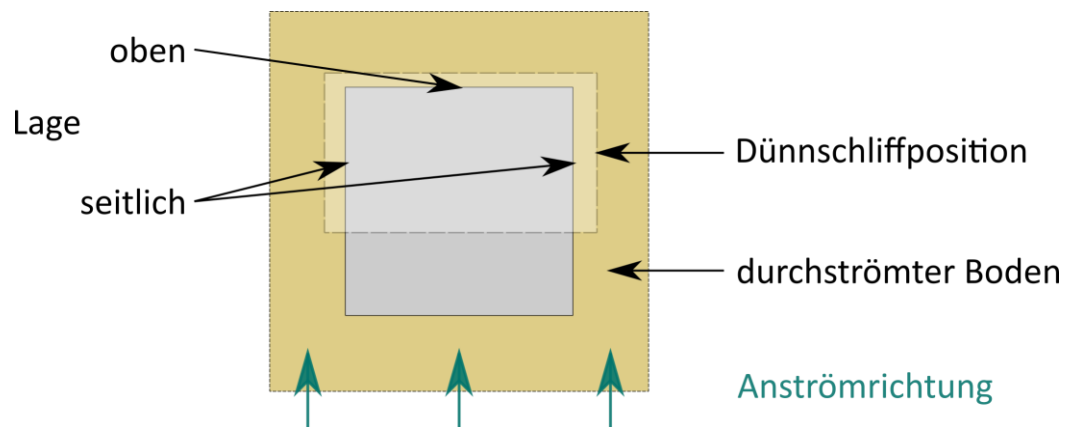


Abbildung 9.3: Schematische Darstellung der im Boden eingelagerten Zementsteinprismen im Querschnitt und Lage der ausgewerteten Einflusstiefe relativ zur Anströmrichtung

Die lichtmikroskopischen Untersuchungen zeigten auch, dass die Entwicklung der Einflusstiefe nicht eben und parallel zur Probenoberfläche, sondern wellenartig mit ausgeprägten Ausbuchtungen verläuft. Des Weiteren lässt sich im Polarisationsmikroskop unter gekreuzten Polarisatoren eine unterschiedliche Morphologie des carbonatisierten Bereichs feststellen. Während bei den CEM I-Proben die Bildung von Calcit über den ganzen Bereich erfolgt, so zeigen die carbonatisierten Zonen in den Hochofenzementsteinen eine parallel zur Probenoberfläche geschichtete Calciumcarbonatbildung, welche am intensivsten an der Carbonatisierungsfront bzw. am Übergang zum calciumhydroxidverarmten Bereich ist. Zwischen den Calcitbändern finden sich Bereiche mit im einfachen Durchlicht erkennbarer, erhöhter Porosität. Teilweise können Herstellartefakte bei der Dünnschliffpräparation, welche sich anhand von geringfügiger Verschmierung der unterschiedlichen Bereiche zeigen, festgestellt werden. Eine Besonderheit der im durchströmten Boden gelagerten Proben stellt der unmittelbare Randbereich des Zementsteinprismas dar. Während der x_m -Bereich mit einem starken Abbau des Zementsteines verbunden ist und sich entsprechend in dieser Zone reliktsche Klinkerkörner und teilweise geringfügige Hydratphasen-Cluster finden, finden sich am Übergang zwischen Probekörper und Boden Anreicherungen von Calcit. Die Ausfällung dieser Calciumcarbonatphase kann auf die Wechselwirkung der Kohlensäurespezies im nachströmenden Prozesswasser am Übergang zwischen amorpher Siliciumdioxidschicht und durchströmtem Boden zurückzuführen sein. Diese Calcitbänder sind sowohl im seitlichen und oberen Bereich der Probekörper zu beobachten (siehe Abbildung 9.6 E, F) und I)). Die starken Streuungen der ermittelten Einflusstiefen können unmittelbar in Bezug zur Lage der Probe relativ zur Anströmrichtung gesetzt werden. In Abbildung 9.5 sind die ermittelten Einflusstiefen von im Boden eingelagerten Zementsteinproben nach einer Einwirkungsdauer von 12 Monaten in Abhängigkeit von ihrer relativen Lage zur Anströmrichtung dargestellt (orange: oben, grün: seitlich). Die Ergebnisse zeigen insbesondere für die Einflusstiefe x_m den Einfluss der Anströmrichtung und den abschirmenden Effekt an der Oberseite der Proben. An den Seitenflächen führen die Transportbedingungen im durchströmten Boden zu einem zügigen Abtransport des infolge des Angriffs durch kalkaggressive Kohlensäure gebildeten Calciumhydrogencarbonats, sodass die Dicke der amorphen Siliciumdioxidschicht größer ist als an der Oberseite der Probekörper. Während die Dicke des mechanisch entfestigten Bereichs seitlich signifikant ausgeprägter ist (siehe Abbildung 9.6, C)), so lässt sich auch beobachten, dass mit geringeren x_m -Werten die Dicke der chemisch-physikalisch veränderten Bereiche oben bei den CEM I-Zementsteinen und auch beim CEM III/B mit einem w/z-Wert von 0,5 größer ist als an der Seite. Dies kann in Zusammenhang mit dem sich einstellenden Diffusionswiderstand gesehen werden. Mit zunehmender Dicke von x_m nimmt der Diffusionswiderstand und der Diffusionsweg für die

Kohlensäurespezies zu. Entsprechend weniger ausgeprägt ist der chemisch-physikalische veränderte Bereich in der Bindemittelmatrix. Für den abgeschirmten Bereich des Zementsteines im durchströmten Boden kann entsprechend postuliert werden, dass durch den geringeren Frachttransport der mehrstufig ablaufende chemischen Angriff zu Beginn örtlich begrenzt ist.

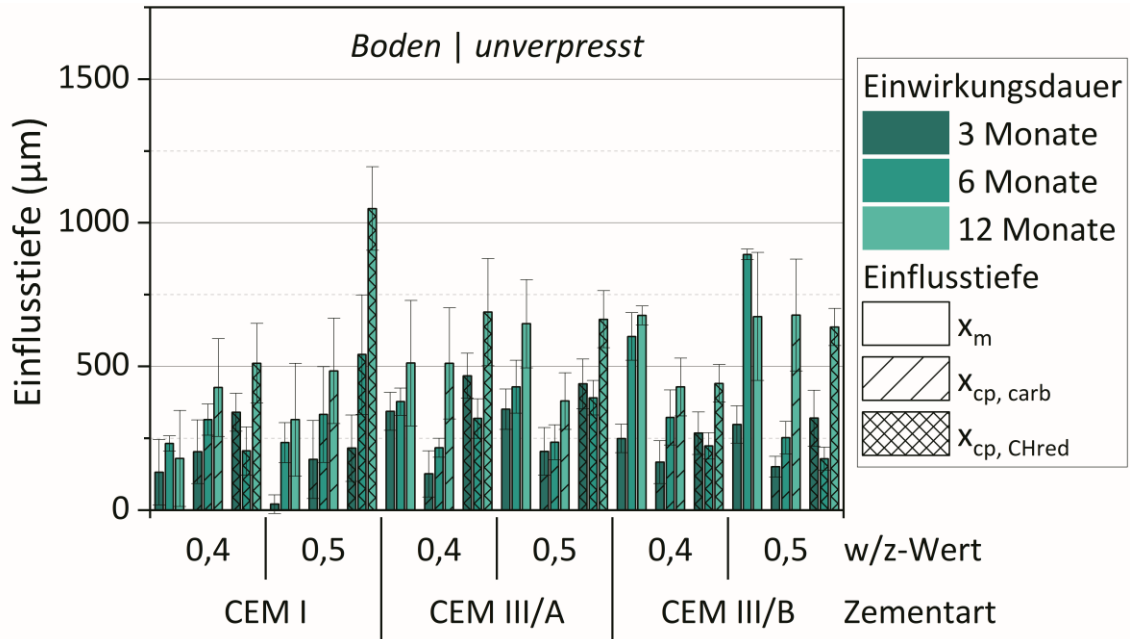


Abbildung 9.4: Mittels Polarisationsmikroskopie ermittelte Einflusstiefe für im Boden eingelagerte Zementsteinproben nach 3, 6 und 12 Monaten Einwirkungsdauer

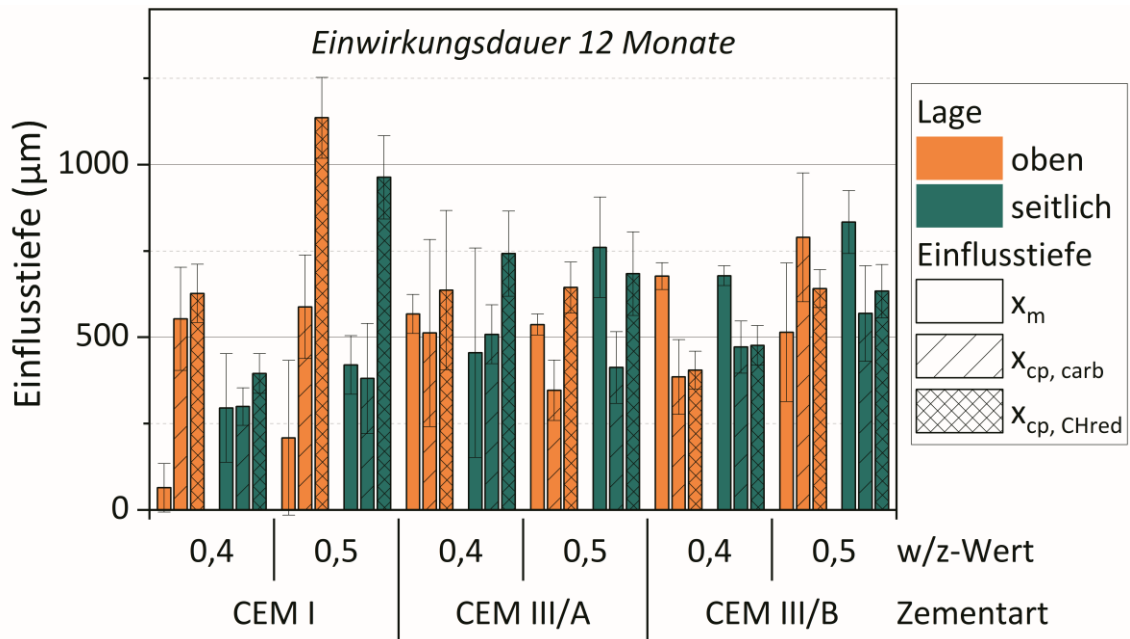


Abbildung 9.5: Mittels Polarisationsmikroskopie ermittelte Einflusstiefe für im Boden eingelagerte Zementsteinproben nach 12 Monaten Einwirkungsdauer in Abhängigkeit von der Lage relativ zur Anströmrichtung

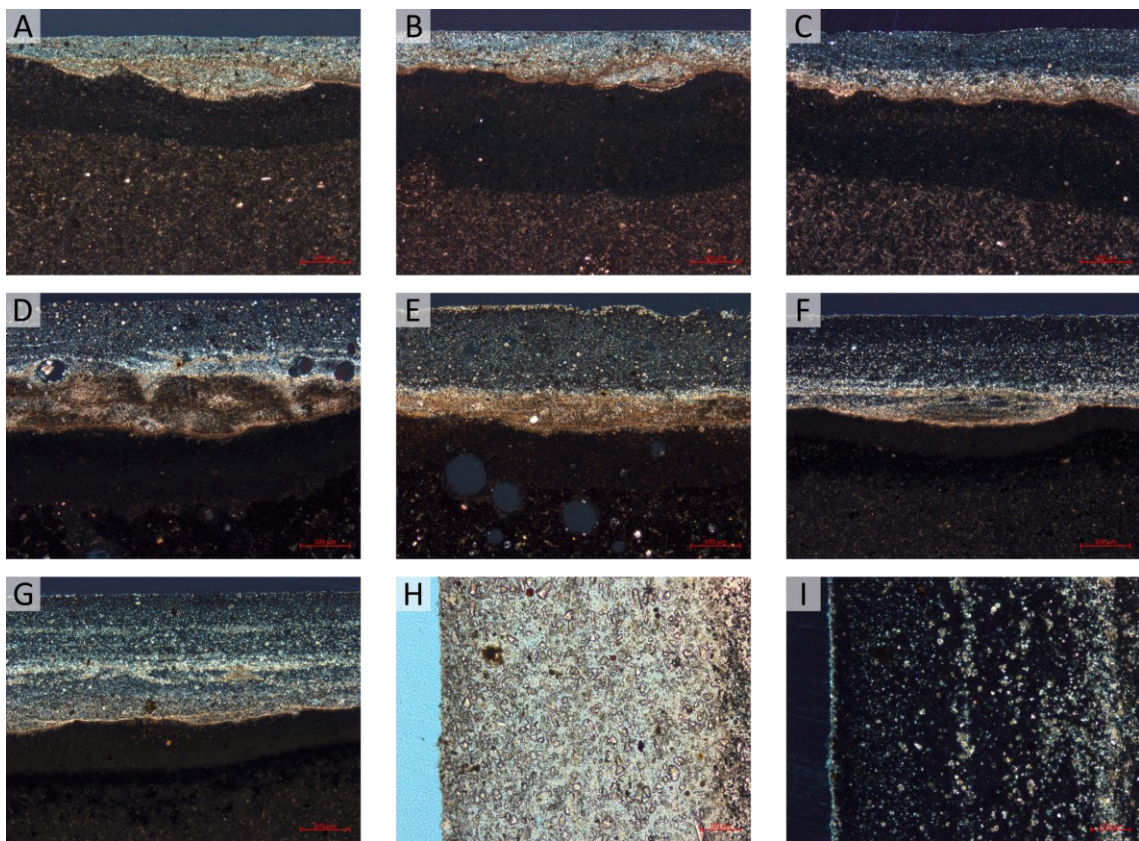


Abbildung 9.6: Dünnschliffaufnahmen von in Boden gelagerten Zementsteinproben: A) CEM I 0,4 12 M, oben (xpt, Maßstab entspricht 500 µm), B) CEM I 0,5 12 M, oben (xpt, Maßstab entspricht 500 µm), C) CEM I 0,5 12 M, seitlich (xpt, Maßstab entspricht 500 µm), D) CEM III/A 0,4 12 M, oben (xpt, Maßstab entspricht 500 µm), E) CEM III/A 0,5 12 M, seitlich (xpt, Maßstab entspricht 500 µm), F) CEM III/B 0,4, oben (xpt, Maßstab entspricht 500 µm), G) CEM III/B 0,5, oben (xpt, Maßstab entspricht 500 µm), H) CEM III/B 0,4, seitlich (ppt, Maßstab entspricht 100 µm), I) wie H) (xpt, Maßstab entspricht 100 µm)

9.3.1.4 Röntgenfluoreszenzanalytische Untersuchung der Einflusstiefe

Die Auswertung der Einflusstiefe erfolgte an Querschnitten des im Boden eingelagerten Zementsteinprismas in drei Bereichen – oben, seitlich, unten – relativ zur Anströmrichtung. Die Ergebnisse der Bestimmung der nach 6.2.2.2 definierten Einflusstiefe sind in Abbildung 9.7 ohne Aufteilung nach relativer Lage zur Anströmrichtung für Einwirkungsdauern von 3, 6 und 12 Monaten dargestellt. Bei der Auswertung konnte nach 3 Monaten Einwirkungsdauer kein mechanisch entfestigter Bereich x_m ermittelt werden. Mit zunehmender Einwirkungsdauer nehmen die ermittelten Einflusstiefen zu. Mit zunehmendem Hüttensandanteil nimmt die Dicke des mechanisch entfestigten Bereiches während der Einwirkungsdauer zu. Allerdings führt die Auswertung der orts aufgelösten Calciumverteilung ggf. zu einer Überschätzung des mechanisch entfestigten Bereiches, da im Bereich x_m ebenfalls Calciumintensitäten gemessen werden, jedoch keine Zuordnung der zugrundeliegenden Phase möglich ist. Damit ist eine Überschätzung des Bereiches x_m und eine Unterschätzung des carbonatisierten Bereiches wahrscheinlich.

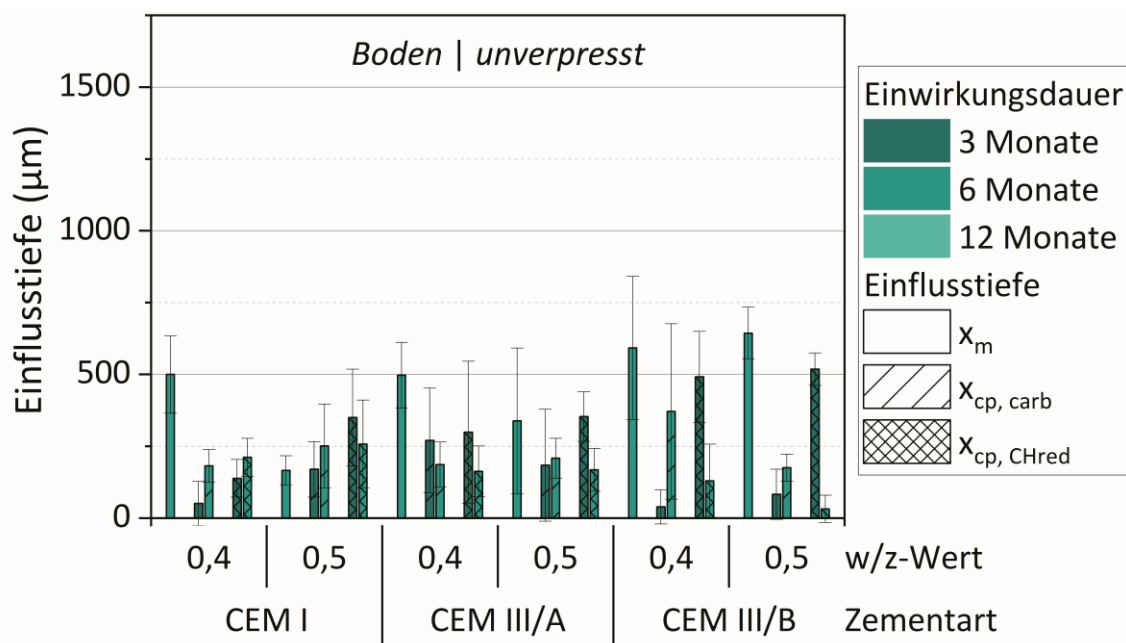


Abbildung 9.7: Mittels RFA ermittelte Einflusstiefe für im Boden eingelagerte Zementsteinproben nach 3, 6 und 12 Monaten.

9.3.2 Ergebnisse der Exposition in freier Lösung

9.3.2.1 Optisches Erscheinungsbild der Probekörper

Die Abmessungen der Probekörper blieben während der Einlagerungsdauer bis 12 Monate unverändert. Für die unverpressten Proben zeigte die Oberfläche – beginnend an den Kanten und Ecken – eine mit andauernder Exposition zunehmende Braunverfärbung. Die Braunverfärbung war bei den Proben aus Hochofenzementstein ausgeprägt flächig, während sie bei den Portlandzementsteinen verstärkt an Ecken und Kanten zu beobachten war. Die braunverfärbte Oberfläche lässt sich durch leichten mechanischen Einsatz eines Spatels ritzen. Mit zunehmender Einwirkungsdauer blieben bräunliche Partikel bei der Probenbehandlung an Schutzhandschuhen haften. Eine flächige Abtragung der verfärbten braunen Schicht war jedoch nicht möglich. Für die verpressten Proben konnte ebenfalls eine bräunliche Oberflächenverfärbung beobachtet werden. Für die verpressten Hochofenzemente war diese Verfärbung bereits nach 3 Monaten einheitlich an der Mantelfläche mit stärkerer Ausprägung an den oberen Kanten zu beobachten. Für die verpressten Proben aus Portlandzement zeigt sich eine graduelle Verfärbung über die Höhe der Verpressprobe nach 6 Monaten. Im filternahen Bereich ist die oberflächliche Verfärbung weniger stark ausgeprägt, während sie mit zunehmendem Abstand vom Filtermedium intensiver wird. Auch bei den Verpressproben lässt sich die verfärbte oberflächliche Schicht zwar ritzen jedoch nicht leicht mechanisch entfernen.

9.3.2.2 Masseverlust

Die auf das Einlagerungsgewicht bezogenen Masseverluste infolge des lösenden Angriffes durch kalkaggressive Kohlensäure sind für die unverpressten Zementsteine in Abbildung 9.8 und für die untersuchten verpressten Zementsteine in Abbildung 9.9 dargestellt. Erwartungsgemäß nehmen die Masseverluste der unverpressten Zementsteine mit zunehmender Einwirkungsdauer zu. Weiterhin zeigen Zementsteine aus

CEM III/A im Vergleich zu den Proben aus CEM I und CEM III/B signifikant geringere Masseverluste. Der Einfluss des w/z-Wertes auf den Masseverlust ist hingegen nicht stark ausgeprägt.

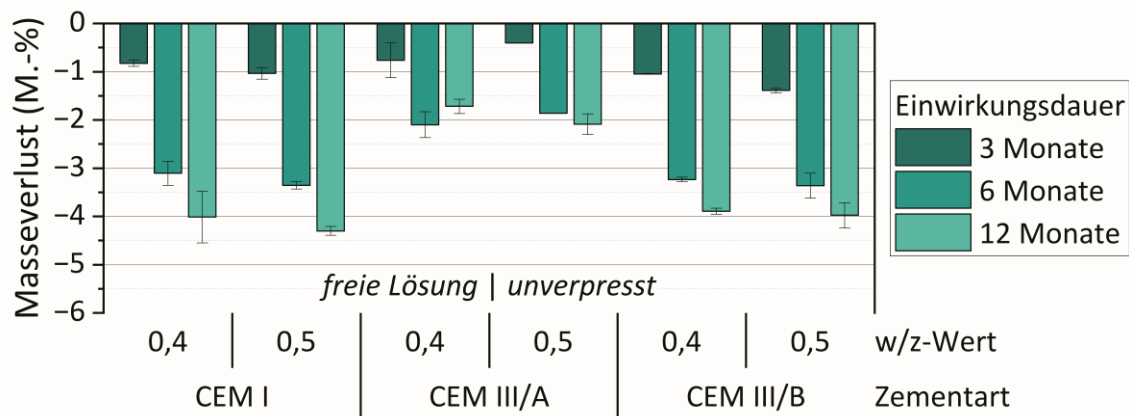


Abbildung 9.8: Masseverlust bezogen auf das Einlagerungsgewicht für unverpresste Zementsteine in freier Lösung nach Einwirkung kalkaggressiver Kohlensäure für 3, 6 und 12 Monate

Die Masseverluste der Verpressproben waren im Untersuchungszeitraum deutlich geringer als diejenigen der unverpressten Zementsteine. Die CEM I-Verpressproben hatten aufgrund der calcitabscheidenden Charakteristik des Prozesswassers zum Prüfzeitpunkt 12 Monate Gewichtszunahmen zu verzeichnen. Auffällig sind zudem die geringeren Masseverluste der CEM III/A-Verpressproben im Vergleich zu den CEM III/B-Proben.

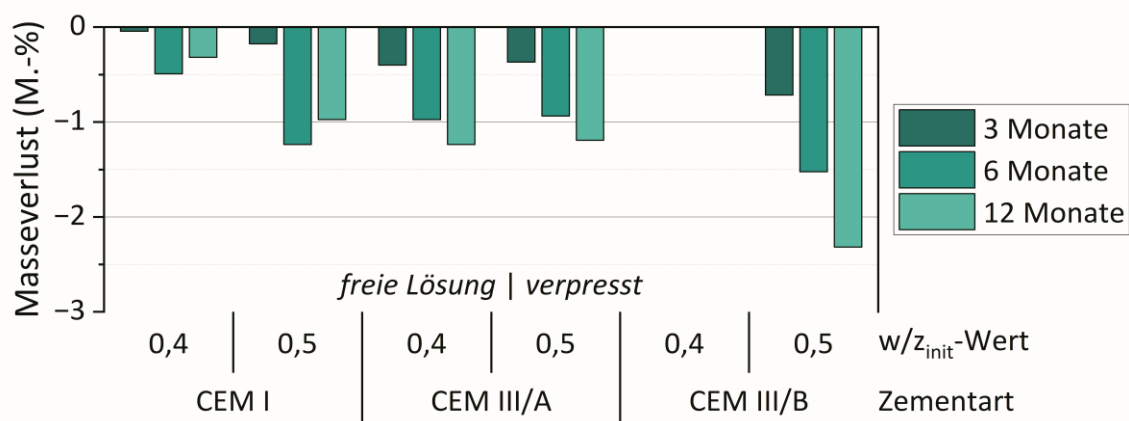


Abbildung 9.9: Masseverlust bezogen auf das Einlagerungsgewicht für verpresste Zementsteine in freier Lösung nach Einwirkung kalkaggressiver Kohlensäure für 3, 6 und 12 Monate

9.3.2.3 Neutralisierungstiefe

Die Ergebnisse der Neutralisierungstiefe der in freier Lösung gelagerten Zementsteine sind für die unverpressten Proben in Abbildung 9.10 und für die verpressten Proben in Abbildung 9.11 dargestellt. Für die unverpressten Zementsteine nimmt die Neutralisierungstiefe erwartungsgemäß mit zunehmender Einwirkungsdauer zu. Während der ersten 6 Monate ist der Einfluss des w/z-Wertes nicht signifikant

ausgeprägt. Nach 12 Monaten Einwirkungsdauer zeigen die unverpressten Zementsteine mit einem w/z-Wert von 0,5 jedoch größere Neutralisierungstiefen. Die Neutralisierungstiefen der CEM I-Zementsteine sind insgesamt geringer, wobei der Einfluss der Zementart bei höheren w/z-Werten weniger deutlich ausgeprägt ist. Die Streuung der gemessenen Neutralisierungstiefen der unverpressten Zementsteine ist während des Untersuchungszeitraumes bis 12 Monate als gering einzustufen.

Die Auswertung der Neutralisierungstiefe der verpressten Zementsteine ist geprägt durch den Einfluss des Verpressvorganges auf die jeweiligen Bindemittelsysteme. Im filternahen Bereich der Probe sind die Neutralisierungstiefen am geringsten mit zunehmender Entfernung von der Filterebene nehmen die Neutralisierungstiefen insbesondere der CEM III/A-Proben stark zu, was sich in ausgeprägteren Standardabweichungen niederschlägt. Vergleicht man die Neutralisierungstiefen der unverpressten und verpressten Proben lässt sich festhalten, dass die ermittelten Werte trotz unterschiedlicher w/z-Werte auf einem ähnlichen Niveau befinden. Die Neutralisierungstiefen der verpressten CEM I-Proben sind trotz ihrer geringeren w/z_{verpresst}-Werte nach 6 Monaten größer als jene der unverpressten Proben.

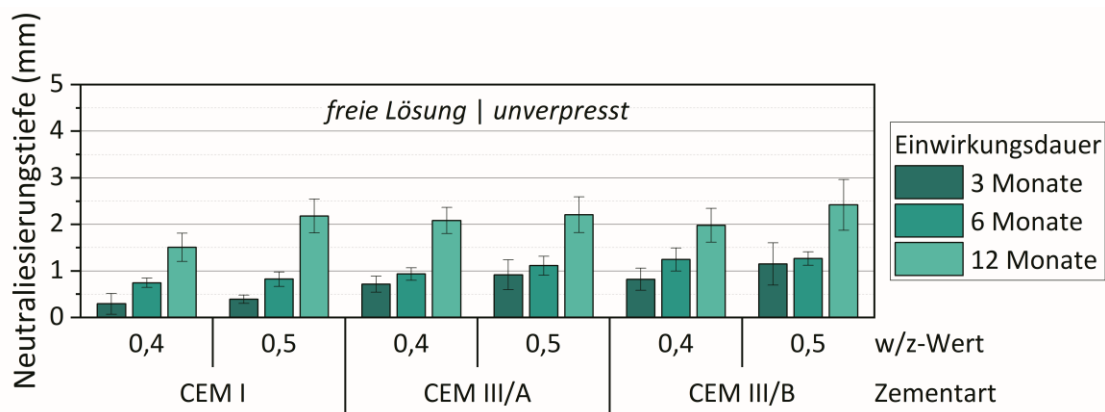


Abbildung 9.10: Neutralisierungstiefe unverpresster, in freier Lösung gelagerter unverpresster Zementsteine nach Einwirkung kalkagressiver Kohlensäure für 3, 6 und 12 Monate

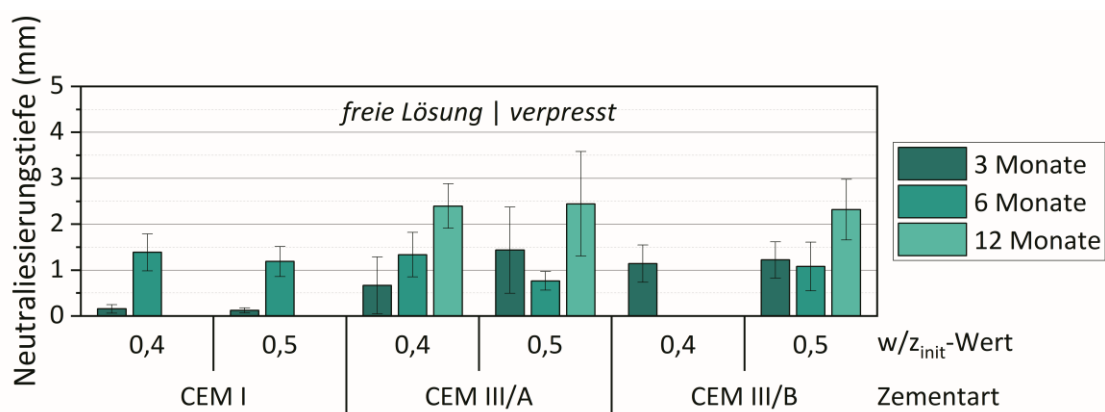


Abbildung 9.11: Neutralisierungstiefe verpresster, in freier Lösung gelagerter verpresster Zementsteine nach Einwirkung kalkagressiver Kohlensäure für 3, 6 und 12 Monate

9.3.2.4 Lichtmikroskopische Untersuchung der Einflusstiefe

Die Ergebnisse der ermittelten Einflusstiefen mittels lichtmikroskopischer Untersuchung der in freier Lösung gelagerten unverpressten und verpressten Zementsteine sind in Abbildung 9.12 bzw. Abbildung 9.13 dargestellt. Exemplarische Aufnahmen von Dünnschliffen nach 3, 6 und 12 Monaten Einwirkungsdauer kalkaggressiver Kohlensäure sind in Abbildung A 8.14 und Abbildung A 8.15 gegeben. Die für im Boden eingelagerte Proben unter Abschnitt 9.3.1.3 ausgeführten Beobachtungen zur Schädigung innerhalb der Bindemittelmatrix können erwartungsgemäß auch für die unverpressten Zementsteine in freier Lösung festgehalten werden. Die Auswertung der verpressten Zementsteine zeigt, dass die infolge des Verpressvorganges reduzierten w/z-Werte und die damit einhergehende Erhöhung des physikalischen Widerstandes die ermittelten Einflusstiefen im Vergleich zu den unverpressten Zementsteinen teilweise deutlich reduzieren. Eine Ausnahme stellen die Zementsteine aus CEM III/A da. Hier ist die Einflusstiefe x_m des verpressten Zementsteines bei einem initialen w/z-Wert von 0,5 in einer vergleichbaren Größenordnung wie die des unverpressten Zementsteines. Eine Auswertung der Einflusstiefe nach der Lage des Filtermediums (siehe Abbildung A 8.11) zeigt allerdings, dass im direkten Kontakt zum Filtermedium die geringsten Einflusstiefen zu beobachten sind (siehe Abbildung A 8.13). Der Unterschied zwischen filternahem und filterfernem Bereich ist indes für alle untersuchten Zementarten weniger stark ausgeprägt.

Erwartungsgemäß nehmen die jeweiligen Einflusstiefen mit zunehmender Einwirkungsdauer zu. Ein niedriger w/z-Wert wirkt sich aufgrund des erhöhten physikalischen Widerstandes günstig auf die Dicke der jeweiligen Einflusstiefe aus. Die Rezepturen aus CEM I zeigen während der untersuchten Einwirkungsdauer von bis zu 12 Monaten die niedrigsten x_m -Werte. Dies steht in direktem Zusammenhang mit der verfügbaren Menge an Portlandit im Bindemittelsystem, welche den Fortschritt des Angriffes dämpft. Die Bindemittelzusammensetzung wirkt sich zudem auf die Einflusstiefe und die Morphologie des chemisch-physikalisch veränderten Bereiches aus. Bei Portlandzementsteinen entsteht ein ausgeprägter carbonatisierter Bereich, welcher im Laufe der Beaufschlagung ins Innere des Baustoffes wandert und dabei an Größe zunimmt. Am Übergang zwischen x_m und $x_{cp,carb}$ zeigt sich eine Abnahme des Phasenbestandes an Calciumcarbonat und eine Zunahme der Porosität. Stellenweise können Artefakte der Dünnschliffherstellung beobachtet werden. Fragmente der carbonatisierten Schicht wurden teilweise in den mechanisch entfestigten Bereich verschmiert, sodass unter gekreuzten Polarisatoren die amorphe Siliciumdioxidschicht eine Blaufärbung des Imprägnierharzes zeigt. Die Zunahme der Porosität kann stellenweise auch innerhalb der ausgedehnten carbonatisierten Schicht beobachtet werden.

In Zementsteinen aus CEM III/A können vereinzelt kreisrunde Poren mit Durchmessern zwischen 50 und 500 μm beobachtet werden, welche vermutlich auf die quellenden Eigenschaften des Spezialzementes zurückzuführen sind. Für den Widerstand gegenüber kalkaggressiver Kohlensäure stellen diese Poren jedoch keine ausgeprägte Schwächung dar. Im Durchlicht können die Hüttensandkörner homogen verteilt nachgewiesen werden. Die carbonatisierte Schicht ist weniger stark ausgeprägt als beim Portlandzementstein, hat aber auch eine homogene Erscheinungsform wie bei den CEM I-Proben. Mit zunehmender Einwirkungsdauer wird die Homogenität dieser Schicht durch Auflösung von Calciumcarbonatphasen aufgelöst.

Die Zementsteine aus CEM III/B zeigen aufgrund des begrenzten Calciumhydroxidgehaltes einen reduzierten chemischen Widerstand. Die Ausprägung der carbonatisierten Schicht nimmt mit zunehmender Einwirkungsdauer zu. Allerdings findet sich eine homogene carbonatisierte Schicht örtlich begrenzt an der Schichtgrenze zum calciumhydroxidverarmten Bereich. Mit zunehmender Einwirkungsdauer nimmt der Bereich, in dem Calcit mittels Dünnschliffmikroskopie identifizierbar ist zu. Die gebildeten Calcitphasen verteilen sich parallel zur Probenoberfläche als Bänder (siehe Abbildung A 8.14 bzw. Abbildung A 8.15 F)

und I)). Im Vergleich zu Zementsteinen aus CEM III/A finden sich erwartungsgemäß mehr unhydratisierte Hüttensandkörner in den jeweiligen Schichten. Höhere w/z-Werte führen zu weit in den Baustoff voraus-eilende chemisch-physikalisch veränderte Bereiche. Dies zeigt sich insbesondere für Portlandzement- steine mit einer signifikanten Zunahme des calciumhydroxidreduzierten Bereiches.

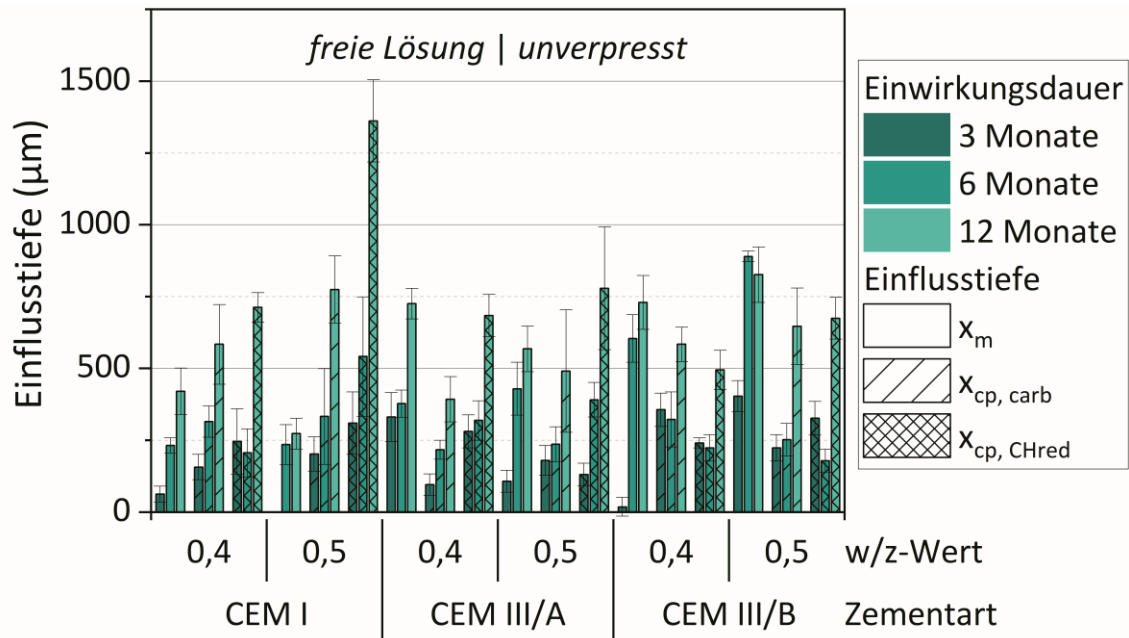


Abbildung 9.12: Mittels Polarisationsmikroskopie ermittelte Einflusstiefe für in freier Lösung eingelagerte Zementsteinproben nach 3, 6 und 12 Monaten Einwirkungsdauer

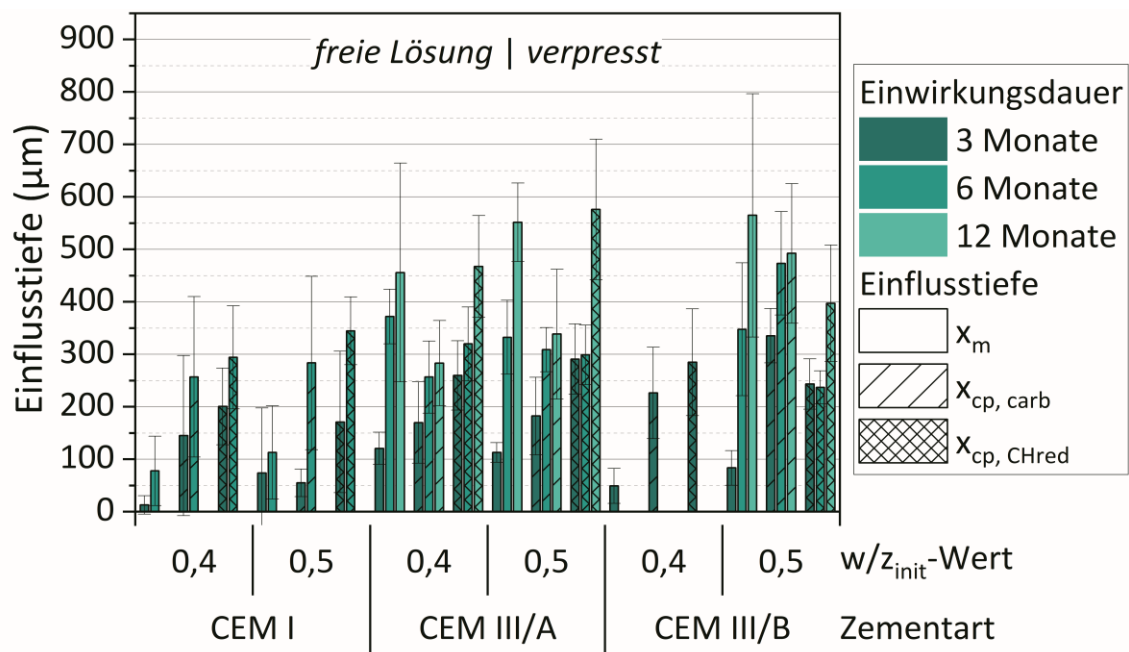


Abbildung 9.13: Mittels Polarisationsmikroskopie ermittelte Einflusstiefe für in freier Lösung eingelagerte verpresste Zement- steinproben nach 3, 6 und 12 Monaten Einwirkungsdauer

9.3.2.5 Röntgenfluoreszenzanalytische Untersuchung der Einflusstiefe

Die Auswertung der mittels Röntgenfluoreszenzanalyse ermittelten Einflusstiefen ist für unverpresste Zementsteine in freier Lösung in Abbildung 9.14 dargestellt. Die Ergebnisse zeigen während des Untersuchungszeitraumes weniger eindeutige Trends für die einzelnen Einflusstiefen. Lediglich für den mechanisch entfestigten Bereich, welcher mittels RFA durch reduzierte bzw. fehlende Calciumintensitäten gut identifizierbar ist, können zunehmende Werte beobachtet werden. Der Bereich $x_{cp,CHred}$ ist für die untersuchten Zementsteine aus CEM III/A und CEM III/B für alle Prüfzeitpunkte auf einem vergleichbaren Niveau. Weiterhin fällt auf, dass die Einflusstiefe des carbonatisierten Bereiches für alle Zementsteine außer CEM III/A mit einem w/z-Wert von 0,5 entgegen den Erwartungen von 6 auf 12 Monaten Einwirkungs-dauer abnimmt. Die Bewertung dieser Beobachtungen folgt im nachfolgenden Abschnitt 9.3.2.6. Aufgrund der herausgestellten Auffälligkeiten bei der Auswertung der Einflusstiefe mittels RFA wurde auf die Ergebnisdarstellung der verpressten Proben verzichtet.

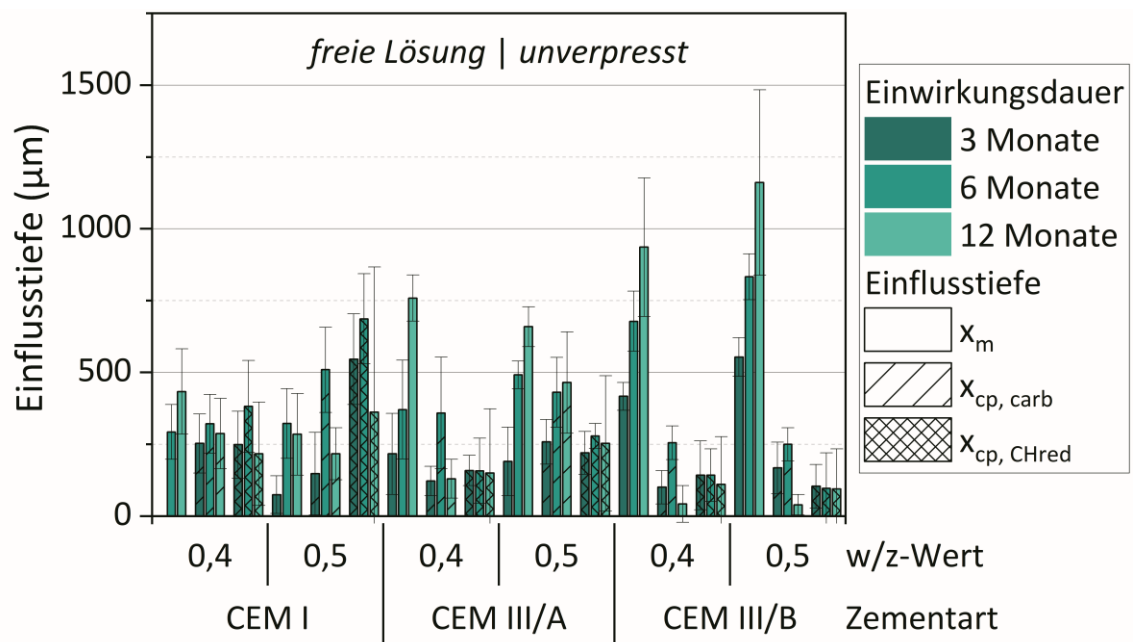


Abbildung 9.14: Mittels RFA ermittelte Einflusstiefe für in freier Lösung eingelagerte unverpresste Zementsteinproben nach 3, 6 und 12 Monaten Einwirkungs-dauer

9.3.2.6 Vergleich und Validierung der Auswertemethoden zur Ermittlung der Einflusstiefe

Die verschiedenen Einflusstiefen des Angriffs kalkaggressiver Kohlensäure wurden mittels RFA und lichtmikroskopischer Untersuchung an Dünnschliffen ermittelt. Für unverpresste Zementsteine in freier Lösung wurden die mit beiden Methoden ermittelten Dicken des mechanisch entfestigten, des carbonatisierten und des Calciumhydroxid verarmten Bereiches verglichen. In Abbildung 9.15 sind die jeweiligen Einflusstiefen für die Einwirkungs-dauer von 3, 6 und 12 Monate kumuliert dargestellt.

Während die Ergebnisse der nach Gleichung (6-21) definierten Einflusstiefe x_{CO_2} nach 3 und 6 Monaten Einwirkungs-dauer teilweise stark differieren, sind die Einflusstiefen beider Auswertemethoden nach 12 Monaten Einwirkungs-dauer vergleichbar. Allerdings wird die Dicke der mechanisch entfestigten Schicht x_m für die Zementsteine aus CEM III/B bei der Auswertung mittels RFA überschätzt, während die Dicke

der carbonatisierten Schicht unterschätzt wird. Hier sind die Ergebnisse mittels Polarisationsmikroskopie aufgrund der guten Identifizierbarkeit von Calcit im linear polarisierten Licht unter gekreuzten Polarisatoren als fundiert zu bewerten. Allerdings zeigen die Dünnschliffe der CEM III/B-Proben keine homogene carbonatisierte Schicht, sondern einen Bereich mit bereits abnehmender Calcitverteilung (siehe Abbildung A 8.14, H)). Da mittels Röntgenfluoreszenzanalyse lediglich Elementintensitäten ermittelt werden und keine Phasenanalyse möglich ist, können die vereinzelt Calciumcounts nicht eindeutig der carbonatisierten Schicht zugeordnet werden. Weiterhin kann die Auswertung von Röntgenfluoreszenzverteilungsbildern durch Matrixeffekte beeinflusst werden (siehe 0).

Die kumulierte Einflusstiefe x_{CO_2} ist für Zementsteine mit w/z-Werten von 0,4 grundsätzlich niedriger als für Zementsteine mit w/z-Werten von 0,5. Außerdem ist festzustellen, dass nach 12 Monaten Einwirkungsdauer für niedrige w/z-Werte x_{CO_2} für die untersuchten Zementarten vergleichbar ist. Bei einem w/z-Wert von 0,5 weisen die Bindemittelsysteme aus Hochofenzement geringere Einflusstiefen x_{CO_2} auf als der Portlandzementstein. Beim CEM I schlägt hierbei der ausgeprägte Bereich mit reduziertem Calciumhydroxidgehalt ins Gewicht. Es lässt sich weiterhin festhalten, dass mit abnehmendem Klinkeranteil bzw. zunehmendem Hüttensandanteil die Dicke der mechanisch entfestigten Schicht x_m zunimmt.

Beide Auswertemethoden liefern – insbesondere mit zunehmender Einwirkungsdauer – verlässliche Informationen über die Gesamteinflusstiefe infolge des Angriffs kalkaggressiver Kohlensäure. Allerdings ist die Differenzierung der in die Anteile x_m , $x_{cp,carb}$ und $x_{cp,CH_{red}}$ aufgeteilten Einflusstiefe bei der Ermittlung mittels RFA bei Hochofenzementsteinen weniger präzise.

Vergleicht man die kumulierte Einflusstiefe x_{CO_2} mit der gemessenen Neutralisierungstiefe (siehe 9.3.2.3), so zeigt sich, dass die vergleichsweise einfache Ermittlung der Neutralisierungstiefe gute Übereinstimmungen aufweisen. Tendenziell überschätzt die ermittelte Neutralisierungstiefe jedoch die tatsächlichen Einflusstiefen.

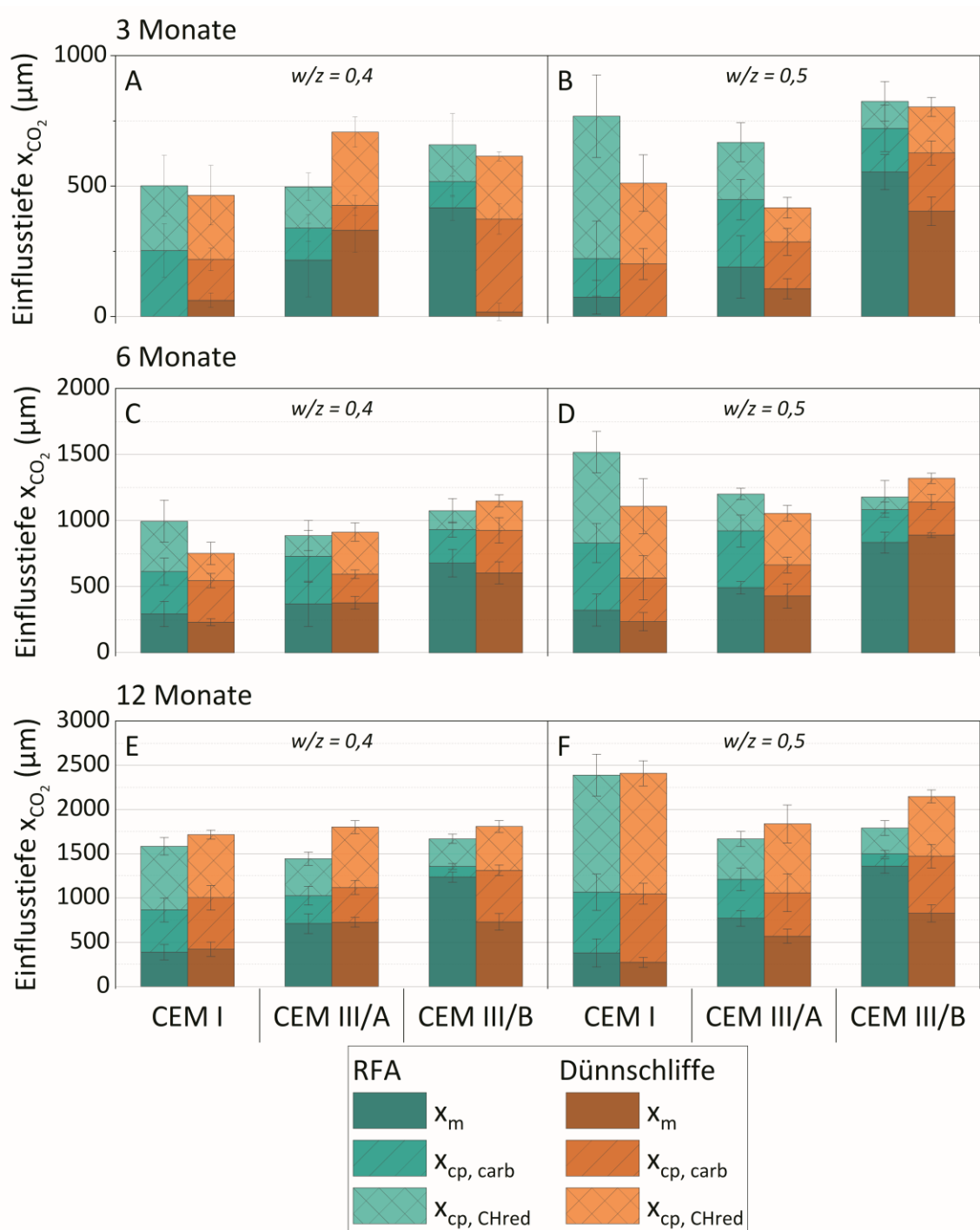


Abbildung 9.15: Vergleich der mittels RFA und Dünnschliffmikroskopie ermittelten Einflusstiefe x_{CO_2} für unversetzte Zementsteine mit w/z -Werten von 0,4 und 0,5 in freier Lösung für Einwirkungsduern kalkaggressiver Kohlensäure von 3, 6 und 12 Monate

9.3.3 Ergebnisse des in-situ-Verpresskörpers

9.3.3.1 Optisches Erscheinungsbild der Probekörper

Die mit kalkaggressiver Kohlensäure beaufschlagten Verpressanker wurden zu festgelegten Zeitpunkten nach 3, 6 und 12 Monaten einer Ankerprüfung unterzogen. Nach erfolgter Ermittlung der Tragfähigkeit erfolgte der Ausbau aus dem Versuchsbehälter. Eine qualitative Übersicht des optischen Erscheinungsbildes der Verpresskörper nach 3, 6 und 12 Monaten ist im Anhang Abbildung A 8.8 gegeben. Im Vergleich zu Verpresskörpern, welche keinem chemischen Angriff unterlagen (vgl. Abbildung A 5.7), zeigt sich deutlich eine zunehmende bräunliche Verfärbung der Mantelfläche. Mit länger werdender Einwirkungsdauer bilden sich von der Unterseite des Verpresskörpers ausgehend verstärkt dunkelbraune Flecken. Weiterhin lässt sich beobachten, dass die in der Mantelfläche eingebundenen Sandkörner – ebenfalls von der Unterseite des Verpresskörpers ausgehend – abnehmen und die Rauheit der Mantelfläche abnimmt. Abbildung 9.16 zeigt Detailaufnahmen der Mantelfläche nach 3 (A)) und 12 Monaten (B)) mit deutlicher Zunahme der Glätte der Mantelfläche.

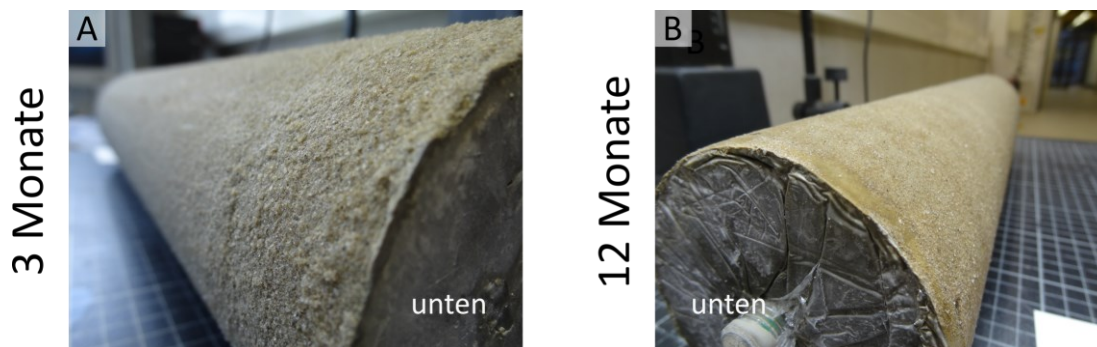


Abbildung 9.16: Detailaufnahme der Mantelfläche im unteren Bereich von Verpresskörpern nach einem Angriff kalkaggressiver Kohlensäure: A) 3 Monate Einwirkungsdauer, B) 12 Monate Einwirkungsdauer

Um Veränderungen der Verpresskörperabmessungen infolge der Ankerprüfung und dem damit verbundenen Schervorgang im Boden zu erfassen, wurde der Umfang der Verpresskörper mithilfe eines 3D-Photogrammetrie-Scanners erfasst (siehe A8.7). Abbildung 9.17 zeigt die Ergebnisse der gemessenen Umfänge der jeweiligen Verpresskörper über die normierte Höhe. Mit Ausnahme der Verpresskörper VK3c und VK6b ähneln sich die Verläufe des Umfangs im oberen Bereich bis etwa 2/3 der Verpresskörperlänge. Im unteren Bereich zeigen die Verpresskörper eine Ausbeulung, welche insbesondere bei den Verpresskörpern unter 12-monatiger Einwirkungsdauer stärker abflacht. Am Übergang des Verpresskörpers zur Aufstandsfläche zeigen alle Verpresskörper eine Einschnürung. Vergleicht man die Umfänge der mit kalkaggressiver Kohlensäure beaufschlagten Verpresskörper mit einer Vergleichsprobe, welche 3 Monate mit Karlsruhe Leitungswasser umspült wurde (0_VK3, dokumentiert in (Heidenreich et al. 2026)), so wird deutlich, dass insbesondere im Bereich zwischen 0,3 und 0,9 der normierten Länge geringere Umfänge vorliegen. In Tabelle 9.2 sind statistische Kennwerte der gemessenen Umfänge aufgeführt. Ein Einfluss der Einwirkung kalkaggressiver Kohlensäure auf den Mittelwert des Umfangs der jeweiligen Verpresskörper lässt sich nicht ableiten. Es zeigt sich lediglich, dass die Standardabweichung mit zunehmender Einwirkungsdauer zunimmt. Im Vergleich zur Probe 0_VK3 sind die Umfänge der mit kalkaggressiver Kohlensäure beaufschlagten Verpresskörper marginal geringer. Die größere Standardabweichung der Probe 0_VK3 kann auf den konvexen Charakter des Verpresskörpers zurückgeführt werden. Die Ausbildung

dieser Kubatur des Verpresskörpers kann durch Volumenzunahme infolge der permanenten Wasserlagerung begründet sein (siehe Abschnitt 8.5).

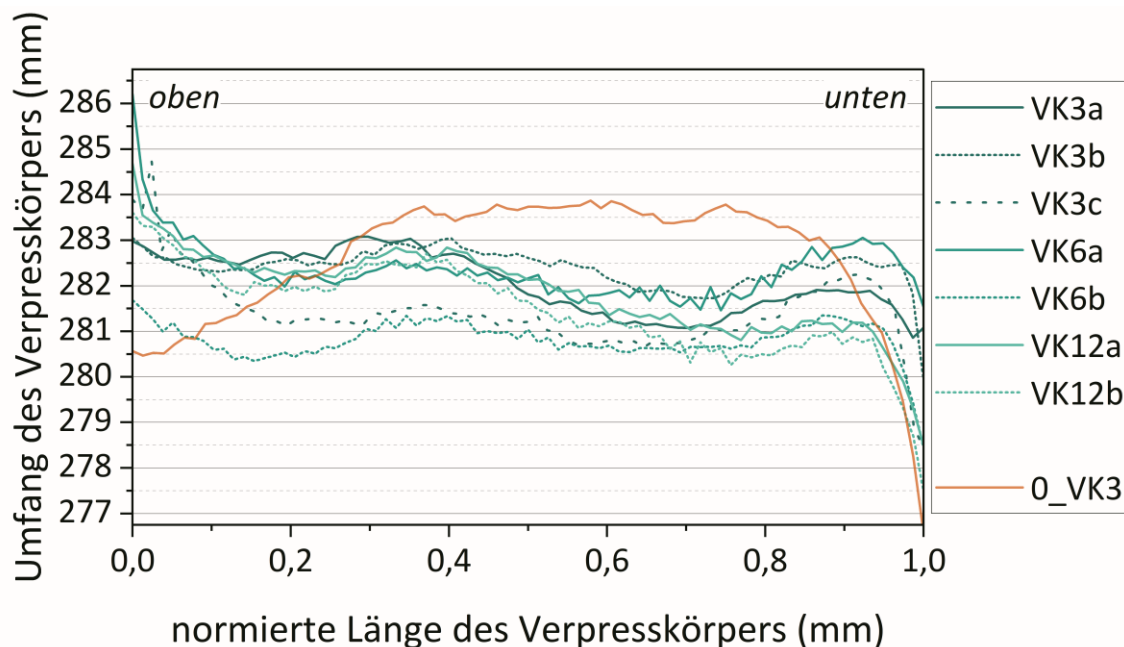


Abbildung 9.17: Mit 3D-Photogrammetrie-Scanner ermittelter Umfang von Verpresskörpern nach 3, 6 und 12 Monaten Einwirkung von kalkaggressiver Kohlensäure über die normierte Länge des Verpresskörpers, sowie Vergleichsprobe nach 3 Monaten Lagerung in Karlsruher Leitungswasser

Tabelle 9.2: Mit 3D-Photogrammetrie-Scanner ermittelte Mittelwerte des Umfanges von Verpresskörpern unter Einwirkung kalkaggressiver Kohlensäure nach 3, 6 und 12 Monaten, sowie Vergleichsprobe nach 3 Monaten

Verpresskörper	Umfang in (mm)			
	Mittelwert	s	Mittelwert	s
VK3a	282,07	0,66	281,94	0,80
VK3b	282,40	0,44		
VK3c	281,47	0,86		
VK6a	282,71	0,68	281,58	0,96
VK6b	280,87	0,44		
VK12a	281,88	0,97	281,68	1,02
VK12b	281,62	1,05		
Verpresskörper (3 Monate Lagerung in Karlsruher Leitungswasser)				
0_VK3	282,58	1,44	-	-

9.3.3.2 Neutralisierungstiefe

Die Neutralisierungstiefe der untersuchten Verpresskörper wurde nach Bereichen gestaffelt untersucht. Es wurden je Bereich an vier Positionen des gesägten Verpresskörperquerschnittes gemessen. Im Anhang A8.8 ist die Bestimmung der Neutralisierungstiefe exemplarisch für den Verpresskörper VK12a dokumentiert. Die Ergebnisse der ermittelten Neutralisierungstiefen sind in Abbildung 9.18 dargestellt.

Erwartungsgemäß nimmt die Neutralisierungstiefe mit länger werdender Einwirkungsdauer kalkaggressiver Kohlensäure zu. Des Weiteren zeigt sich eine von der Lage im Verpresskörper abhängige Entwicklung der Neutralisierungstiefe. Während nach 3 Monaten Einwirkungsdauer die Unterschiede in den verschiedenen Bereichen marginal sind, nehmen sie nach 6 Monaten deutlich zu. Nach dieser Einwirkungsdauer ist insbesondere im unteren Bereich III eine größere Neutralisierungstiefe zu beobachten. Nach 12 Monaten beläuft sich die Neutralisierungstiefe über den gesamten Verpresskörper im Mittel auf etwa 750 μm ($s = 56 \mu\text{m}$). Auffällig ist, dass zu diesem Untersuchungszeitpunkt im Bereich III die Streuungen stark zu zunehmen. Dies kann durch geringfügige Materialverluste bei der Probenpräparation erklärt werden, da die mechanisch entfestigte Schicht beim Sägevorgang ggf. zusammen mit anhaftenden Sandkörnern herausgelöst wurde. Die Messung der Neutralisierungstiefe erfolgte an möglichst intakten Randbereichen, welche formschlüssig mit dem Einbettungsharz vorlagen. Allerdings waren insbesondere nach langer Einwirkungsdauer diese intakten Bereiche deutlich reduziert (vgl. Abbildung A 8.10, B) und C)).

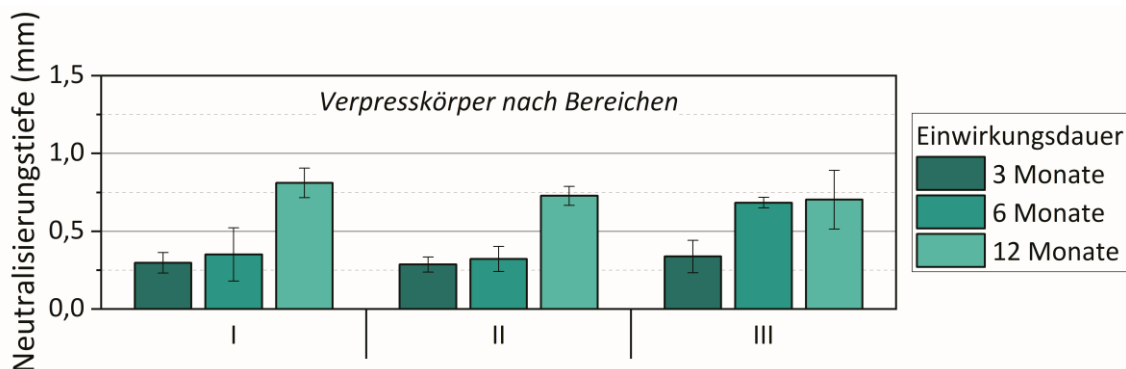


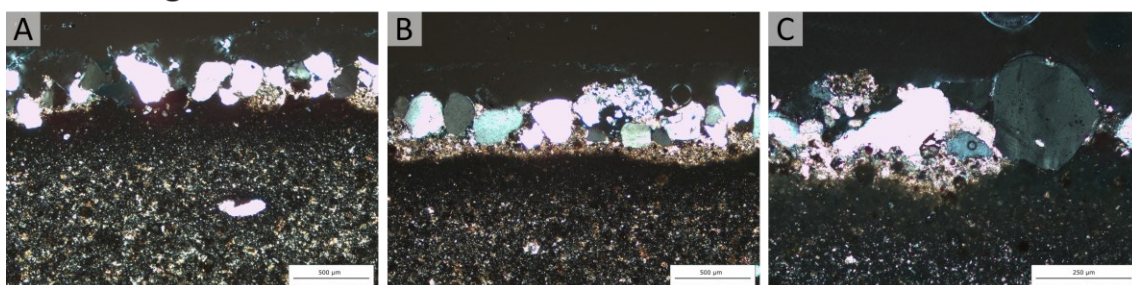
Abbildung 9.18: Neutralisierungstiefe von Verpresskörpern über die Höhe gestaffelt nach 3, 6 und 12 Monaten Einwirkungsdauer kalkaggressiver Kohlensäure

9.3.3.3 Lichtmikroskopische Untersuchung der Einflusstiefe

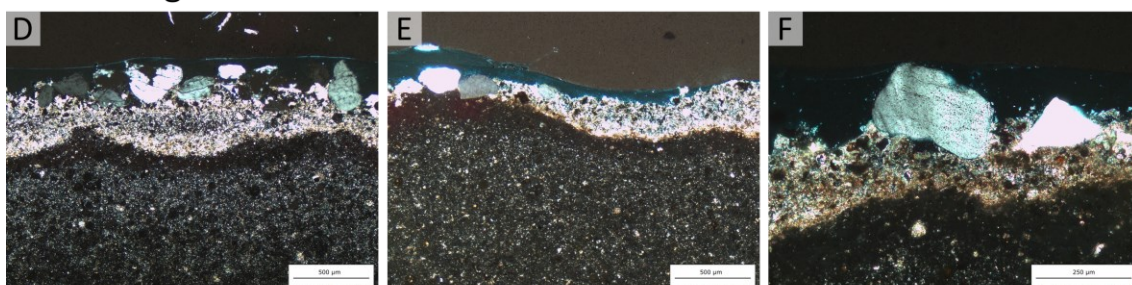
Aufbauend auf den Ergebnissen der Neutralisierungstiefe wurden aus Verpresskörpern nach 3, 6 und 12 Monaten Einwirkungsdauer Dünnschliffe aus dem Bereich III sowie dem Übergang zwischen Bereich III und II präpariert und mittels Polarisationsmikroskopie untersucht. Abbildung 9.19 zeigt repräsentative Aufnahmen von Dünnschliffen im linear polarisierten Durchlicht bei gekreuzten Polarisatoren. Nach 3 Monaten Einwirkungsdauer ist deutlich eine Abnahme des Portlanditgehaltes im Randbereich des Verpresskörpers zu erkennen. Die anhaftenden Sandkörner schirmen die Bindemittelmatrix bereichsweise vor dem Zutritt kalkaggressiver Kohlensäure ab (siehe Abbildung 9.19, A) und C)). Teilweise gibt es Bereiche mit einer homogenen, carbonatisierten Schicht hinter den anhaftenden Sandkörnern (siehe Abbildung 9.19, B)). In dieser carbonatisierten Schicht finden sich unhydratisierte Klinkerrelikte. Nach 6 Monaten Einwirkungsdauer nimmt die Dicke der carbonatisierten Schicht zu, wobei ihre Erscheinungsform in Längsrichtung wellenförmig ist (siehe Abbildung 9.19, D)). Es finden sich in den untersuchten Dünnschliffen zu diesem Zeitpunkt jedoch auch noch Bereiche, in denen die Bindemittelmatrix durch anhaftende Sandkörner abgeschirmt ist (siehe Abbildung 9.19, E)). Einzelne Sandkörner wurden jedoch im Rahmen der Ankerprüfung aus der carbonatisierten Bindemittelmatrix gelöst. Nach 12 Monaten Einwirkungen ist ein deutlicher Unterschied zwischen Bereich III und dem Übergangsbereich II/III zu beobachten. Im unteren Bereich des Verpresskörpers sind nur vereinzelt anhaftenden Sandkörner vorhanden und es bildet sich ein Bereich mit erhöhter Porosität in welchem die Zementsteinphasen vollständig abgebaut wurden

(siehe Abbildung 9.19, G) und Abbildung A 8.16, D) und E)). Der Randbereich ist zudem glatt (siehe Abbildung A 8.16, A) und B)). Innerhalb dieser amorphen Schicht finden sich neben unhydratisierten Zementkörnern teilweise auch singuläre Calcitanreicherungen (siehe Abbildung A 8.16, C)). Am Übergang zwischen Bereich II und III sind noch vereinzelt Sandkörner in der Manteloberfläche vorhanden. Teilweise sind scharfe Kanten durch herausgebrochene Sandkörner zu erkennen (siehe Abbildung A 8.16, F)). Im unmittelbaren Bereich um die Sandkörner ist eine Zunahme der Porosität zu beobachten. Vereinzelt ist diese auch im Inneren der carbonatisierten Schicht zu finden (siehe Abbildung 9.19, H) und siehe Abbildung A 8.16, A) und B)).

Einwirkungsdauer 3 Monate



Einwirkungsdauer 6 Monate



Einwirkungsdauer 12 Monate

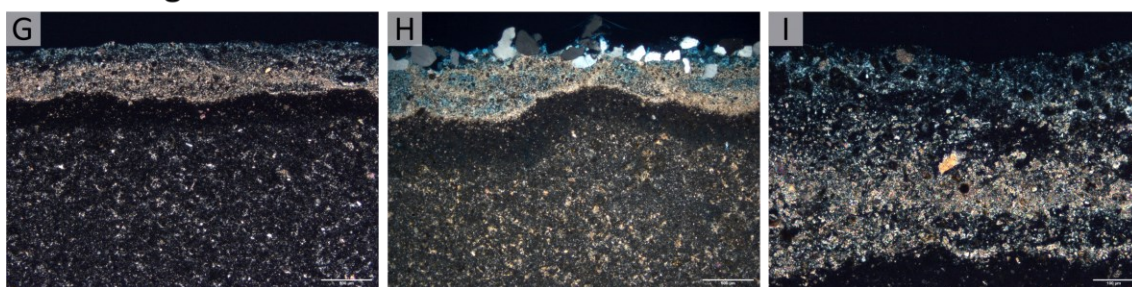


Abbildung 9.19: Dünnschliffaufnahmen des Randbereiches von Verpresskörpern nach 3, 6 und 12 Monaten Einwirkung durch kalkaggressive Kohlensäure: A) VK3a, Randbereich Übergang Bereich II/III (xpt, Maßstab entspricht 500 µm), B) VK3a, Randbereich Übergang Bereich II/III (xpt, Maßstab entspricht 500 µm), C) VK3a, Detail anhaftende Sandkörner Übergang Bereich II/III (xpt, Maßstab entspricht 250 µm), D) VK6a, Randbereich Übergang Bereich II/III (xpt, Maßstab entspricht 500 µm), E) VK6a, Randbereich Übergang Bereich II/III (xpt, Maßstab entspricht 500 µm); F) VK6a, Detail anhaftende Sandkörner Übergang Bereich II/III (xpt, Maßstab entspricht 250 µm), G) VK12a, Randbereich Bereich III (xpt, Maßstab entspricht 500 µm), H) VK12a, Randbereich Übergang Bereich II/III (xpt, Maßstab entspricht 500 µm), I) VK12a, Detail poröser Randbereich Bereich III (xpt, Maßstab entspricht 100 µm)

Aufgrund des Materialverlustes infolge des Schervorganges während der Ankerprüfung sind die Auswertung der Dünnschliffe hinsichtlich der Einflusstiefe mit Unsicherheiten bezüglich der Abmessungen der Verpresskörperrandzone behaftet. In Abbildung 9.20 sind die mittels Polarisationsmikroskopie ermittelten Einflusstiefen dargestellt. Es ist festzuhalten, dass mit zunehmender Einwirkungsdauer die Dicke der carbonatisierten Schicht ($x_{cp,carb}$) zunimmt. Durch die Abschirmungseffekte der anhaftenden Sandkörner ist ein mechanisch entfestigter Bereich erst nach 12 Monaten Einwirkungsdauer ermittelbar. Die jeweiligen Einflusstiefen sind sowohl in Längs- als auch Querrichtung des Verpresskörpers wellenartig ausgeprägt. Dies ist insbesondere für den carbonatisierten und vorauseilenden calciumhydroxidreduzierten Bereich auffällig. Die Bildung von porösen Bereichen im Inneren der carbonatisierten Schicht wird durch die lichtmikroskopische Auswertung der Einflusstiefe nicht erfasst. Es ist denkbar, dass diese durch ihre reduzierte mechanische Festigkeit eine Schwachstelle in der carbonatisierten Baustoffrandzone darstellen und sich in dieser Zone ein Übergangsbereich zwischen x_m und x_{cp} ausbildet. Die Bereiche mit reduziertem Calciumhydroxidgehalt zeigen mit zunehmender Einwirkungsdauer eine moderate Zunahme der Dicke. Weiterhin ist die Streuung dieses Bereiches deutlich geringer. Die großen Streuungen des carbonatisierten Bereiches sind mit dem inhomogenen Schädigungsfortschritt über den Probenquerschnitt assoziiert.

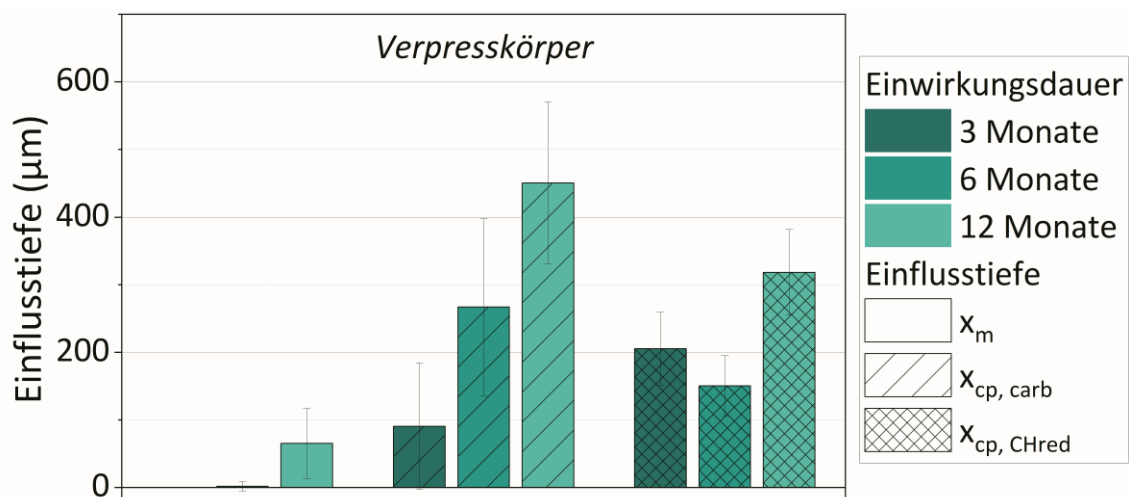


Abbildung 9.20: Mittels Polarisationsmikroskopie ermittelte Einflusstiefe für Verpresskörper nach 3, 6 und 12 Monaten Einwirkungsdauer kalkaggressiver Kohlensäure

9.3.3.4 Röntgenfluoreszenzanalytische Untersuchung der Einflusstiefe

In Abbildung 9.21 sind die mittels RFA ermittelten Einflusstiefen dargestellt. Mit zunehmender Einwirkungsdauer nimmt die Dicke des carbonatisierten Bereiches zu, während die Dicke des Calciumhydroxid abgereicherten Bereiches während des Untersuchungszeitraumes bis 12 Monate annähernd konstant ist. Ein mechanisch entfestigter Bereich lässt sich erst nach 12 Monaten Einwirkungsdauer ermitteln. Die Streuung der Ergebnisse – dargestellt als Standardabweichung – ist verfahrens- und probenbedingt. Die Messfelder wurden so gewählt, dass der Randbereich inklusive Einbettungsharz enthalten sind. Durch das Zusägen des Verpresskörpers sind im Randbereich eingebundene Sandkörner teilweise enthalten oder aus der Ebene herausgebrochen, sodass die Festlegung des Verpresskörperrandbereiches vereinzelt erschwert war. Durch die Unebenheit des Randbereiches und je nach relativer Lage des Messfeldes bezogen auf den RFA-Detektor können zudem Verschattungs- und Streueffekte auftreten.

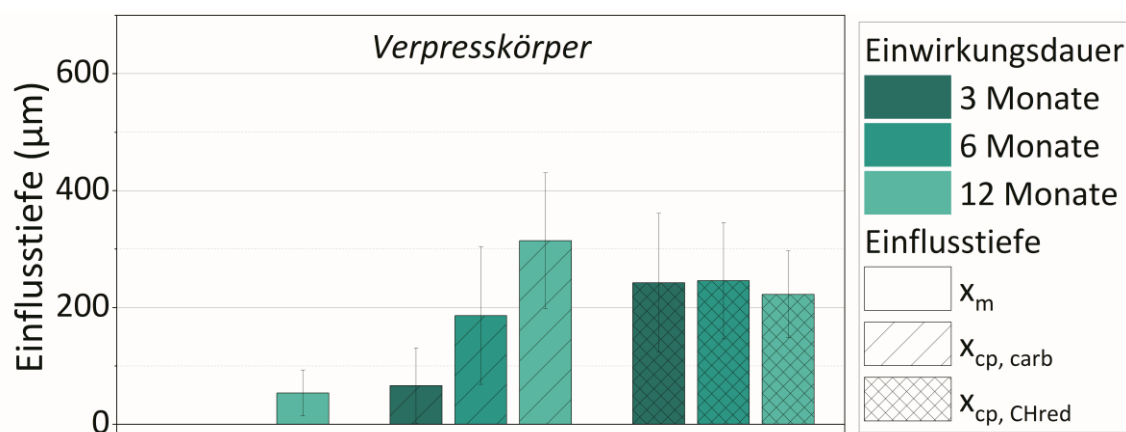


Abbildung 9.21: Mittels RFA ermittelte Einflusstiefe für Verpresskörper nach 3, 6 und 12 Monaten Einwirkungsdauer kalkaggressiver Kohlensäure

In Abbildung 9.22 ist die ermittelte Einflusstiefe nach Bereichen des Verpresskörpers unterteilt dargestellt. Es fällt auf, dass die ermittelten mechanisch entfestigten Bereiche nach 12 Monaten über die komplette Höhe des Verpresskörpers messbar waren. Die x_m -Werte waren dabei über die Höhe des Verpresskörpers überraschenderweise auf einem vergleichbaren Niveau. Eine Erklärung hierfür liegt vermutlich in den Einflüssen des Randbereiches, der bei der Messung teils schwierig festzulegen war. Die Einflusstiefe $x_{cp,carb}$ ist im Bereich I am geringsten ausgeprägt. Dies lässt sich durch den von der Anströmrichtung – unten nach oben – abhängigen Fortschritt des Angriffs erklären.

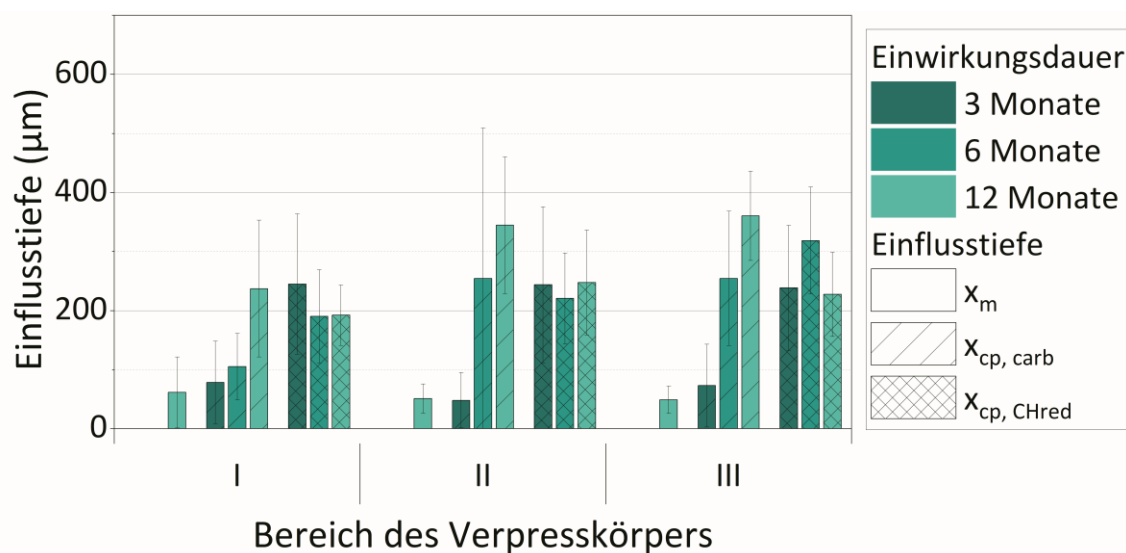


Abbildung 9.22: Mittels RFA ermittelte Einflusstiefe bezogen auf Bereiche der Verpresskörper nach 3, 6 und 12 Monaten Einwirkungsdauer kalkaggressiver Kohlensäure

9.3.3.5 Rasterelektronenmikroskopische Untersuchungen

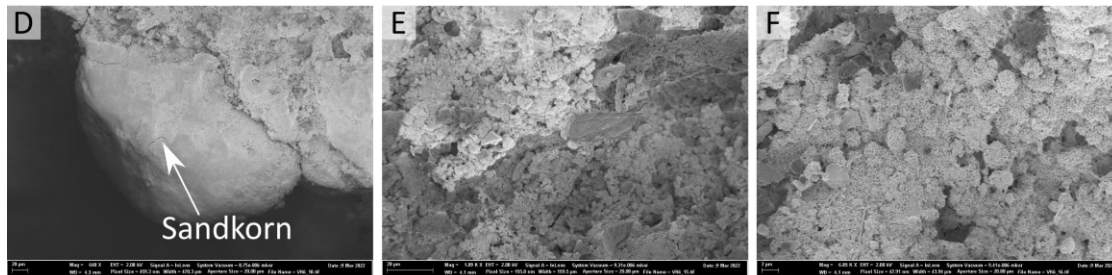
Abbildung 9.23 zeigt rasterelektronenmikroskopische Aufnahmen an Bruchstücken von Verpresskörpern nach 3 (A–C)), 6 (D–F)) und 12 Monaten (G–I)) Einwirkungsdauer durch kalkaggressive Kohlensäure. Die

Untersuchungen zeigen, dass zunächst die Bildung von Calciumcarbonat oberflächlich auf den vorhandenen Calciumhydroxidkristallen stattfindet (siehe Abbildung 9.23, C)). Mit zunehmender Einwirkungsdauer wird die Oberflächentextur rauer und gröber, was auf die Carbonatisierung der C-S-H-Phase zurückzuführen ist. Nach 12 Monaten Einwirkungsdauer sind noch Sandkörner in der Mantelfläche des Verpresskörpers eingebettet. Die Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Bindemittelmatrix des Verpresskörpers, welche im ungeschädigten Zustand von einer höheren Porosität geprägt ist (siehe Abbildung 7.21, C)), wird infolge der Calciumcarbonatbildung während der betrachteten Einwirkungsdauer verdichtet. Die vorhandenen Klinkerrelikte sind nach 12 Monaten Einwirkungsdauer weniger prominent identifizierbar, da sie gänzlich oder teilweise von Calciumcarbonat bedeckt werden. Eine Carbonatisierung der Klinkerminerale und Auslaugung des Calciums kann indes nicht ausgeschlossen werden (vgl. 3.2.4.2). Die Untersuchungen mittels Elektronenmikroskopie konnten eine ausgelaugte, siliciumdioxidreiche Schicht im Randbereich nicht ausgeprägt an den untersuchten Probenbruchstücken nachweisen. Teilweise können schwarze Flecken identifiziert werden, welche auf Porenöffnungen hindeuten.

Einwirkungsdauer 3 Monate



Einwirkungsdauer 6 Monate



Einwirkungsdauer 12 Monate

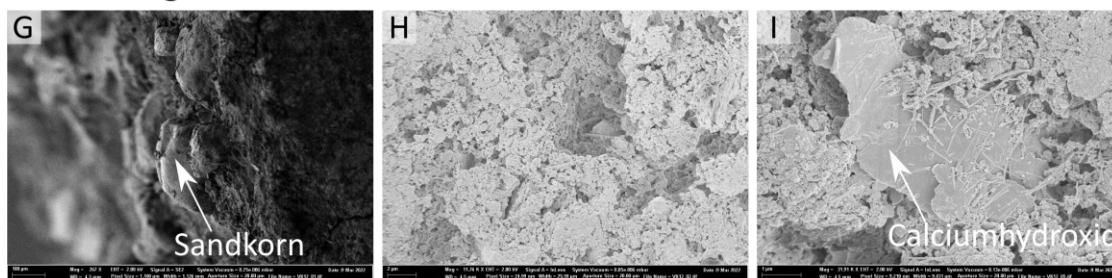


Abbildung 9.23: REM-Aufnahmen des Randbereiches von Verpresskörpern nach 3, 6 und 12 Monaten Einwirkungsdauer VK3c, Bereich III: A) Mantelfläche mit anhaftenden Sandkörnern (Maßstab entspricht 500 µm), B) eingebettetes Sandkorn (Maßstab entspricht 300 µm), C) Calciumhydroxidkristalle mit punktueller oberflächlicher Calciumcarbonatbildung (Maßstab entspricht 10 µm); VK6b, Bereich III: D) eingebettetes Sandkorn (Maßstab entspricht 20 µm), E) raue Oberflächentextur mit Klinkerrelikten (Maßstab entspricht 20 µm), F) flächige Calciumcarbonatbildung (Maßstab entspricht 2 µm); VK12a, Bereich III: G) Mantelfläche mit eingebetteten Sandkörnern (Maßstab entspricht 100 µm), H) flächige Calciumcarbonatbildung (Maßstab entspricht 2 µm), I) vereinzelt Calciumhydroxidkristalle mit punktueller Calciumcarbonatbildung (Maßstab entspricht 2 µm)

9.3.4 Ergebnisse der Mikrohärteprüfung

Ergänzend zu den Messungen der Einflusstiefe wurden Mikrohärteprüfungen nach der in Abschnitt 6.2.4 beschriebenen Methodik durchgeführt und nach 6.2.4 ausgewertet. Für die Bewertung der mechanischen Festigkeit des Bereiches x_m von durch kalklösende Kohlensäure beaufschlagte Proben wurden folgende Proben untersucht (Zahlenwerte entsprechen dem w/z-Wert der Probe):

- CEM I 0,4
- CEM I 0,5
- CEM III/A 0,4
- CEM III/B 0,4
- VK12a, Bereich III
- CEM III/A 0,4, verpresst

Die Einwirkungsdauer der untersuchten Proben betrug 12 Monate. Die Zementsteinproben stammten alle aus der Lagerung in freier Lösung. Die Verpressprobe des CEM III/A wurde im Bereich des Filtermediums (5 bzw. 15 mm Abstand von der Filterebene) untersucht. Die Datensätze der Kraft-Eindringtiefe-Messungen sind in Anhang A8.10 aufgeführt. Die Ergebnisse der Martenshärte sind für die unverpressten Proben in Abbildung 9.24 und für die Verpressprobe sowie den Verpresskörper in Abbildung 9.25 über die Tiefe gestaffelt dargestellt. Aus den dargestellten Verläufen der Martenshärte ergibt sich eine signifikante Abnahme der mechanischen Festigkeit hin zum Randbereich. Insbesondere die Probe CEM III/B zeigt bis in eine Tiefe von 1000 μm eine niedrige Festigkeit im Vergleich zum ungeschädigten Kernbereich. Die unverpresste Probe CEM III/A zeigt die am geringsten ausgeprägte Festigkeitsabnahme. Die CEM I-Proben zeigen beide eine Abnahme der Festigkeit bis 1000 μm . Ein Einfluss des w/z-Wertes auf die ermittelten Martenshärten des entfestigten Bereiches ist nicht erkennbar. Mit zunehmendem Abstand von der exponierten Oberfläche wird der Einfluss des w/z-Werts für den ungeschädigten Zementstein deutlich. Die Probe mit niedrigerem w/z-Wert weist entsprechend höhere Werte der Martenshärte auf. Die Härtemessungen des Verpresskörpers und der Verpressprobe CEM III/A wurden mit einem feineren Messraster durchgeführt. Während die Härte beider Proben im Nahbereich des Randes auf einem vergleichbaren Niveau ist, nimmt sie für den Verpresskörper deutlich stärker zu und erreicht bei 925 μm ein Maximum, welches mit der carbonatisierten Schicht assoziiert werden kann (siehe 3.2.4.2). Der Härteverlauf der Verpressprobe CEM III/A steigt erst ab 550 μm an. Die HM -Werte der mechanisch entfestigten Bereiche liegen zwischen 15 N/mm^2 (CEM III/B 0,4) und 31 N/mm^2 (CEM I 0,4). Durch die geringen Hydratationsgrade des Hüttensandes können diese als inerte silicatische Körner in der mechanisch entfestigten Schicht wirken. Während für den CEM III/B keine höheren HM und HM_{mod} -Werte ermittelt werden konnten, sind die Härtewerte des CEM III/A deutlich größer als die des Portlandzementsteines. Für die Festigkeit und Härte der mechanisch entfestigten Schicht ist neben ihrer Zusammensetzung (Anteil unhydratisierter Klinker- und Hüttensandrelikte) auch ihre Porosität von entscheidender Bedeutung. Entsprechend lassen sich die geringen Härtewerte der CEM III/B-Probe mit einer ausgeprägt hohen Porosität erklären. Der hohe HM -Wert von 35 N/mm^2 im Randbereich des Verpresskörpers geht einher mit den geringen w/z-Werten infolge des Verpressvorgangs und dem damit verbundenen erhöhten Anteil an unhydratisierten Klinkerrelikten, welche durch ihre hohen Einzelhärten zur Aussteifung der entfestigten Bindemittelmatrix beitragen können. Daneben erhöht der ausgeprägte carbonatisierte Bereich die Festigkeit (siehe 6.1.3.2).

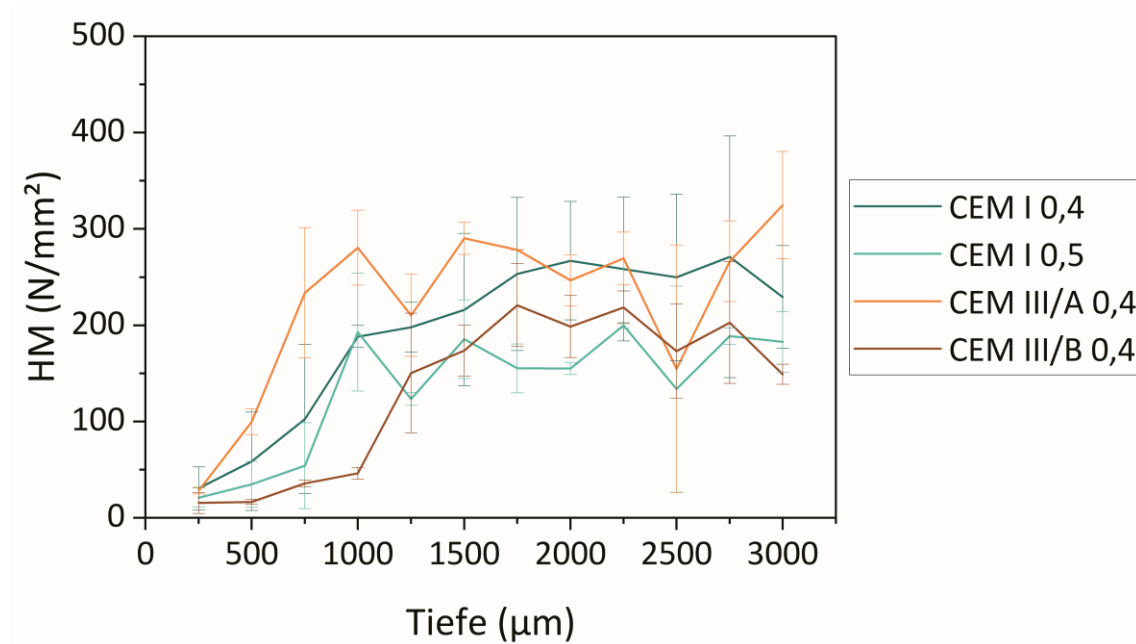


Abbildung 9.24: Martenshärte HM für die maximale Prüfkraft über die Tiefe der untersuchten unverpressten Proben nach einer Einwirkung kalkaggressiver Kohlensäure für 12 Monate

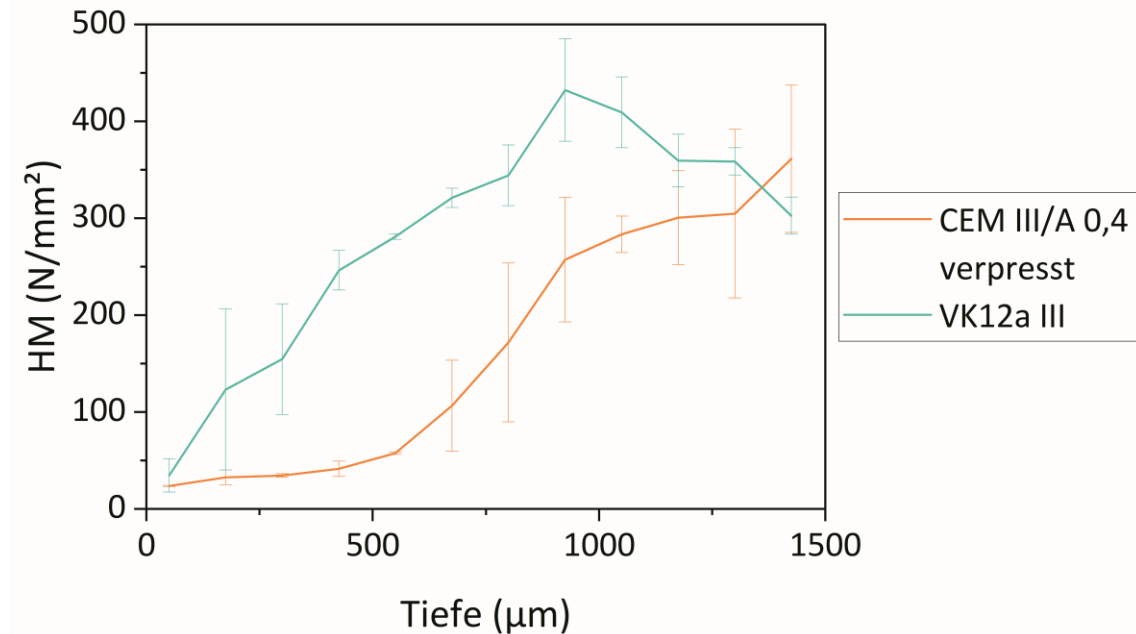


Abbildung 9.25: Martenshärte HM für die maximale Prüfkraft über die Tiefe der untersuchten verpressten Probe CEM III/A 0,4 und des Verpresskörpers VK12a III nach einer Einwirkung kalkaggressiver Kohlensäure für 12 Monate

Um die Härte der Proben zu vergleichen, wurde anhand der Kraft-Eindringtiefe-Datensätze die größtmögliche Eindringtiefe für die Berechnung von HM_{mod} mit $8,5 \mu\text{m}$ festgelegt. Die Ergebnisse der tiefengestaffelten, modifizierten Martenshärte sind für die unverpressten Proben in Abbildung 9.26 und für die Verpressprobe sowie den Verpresskörper in Abbildung 9.27 dargestellt. Die tiefengestaffelten Verläufe der

Härte der unverpressten Proben liegen durch die modifizierte Auswertemethode enger beieinander, wemgleich sie insbesondere im ungeschädigten Bereich stärker schwanken. Der Einfluss des w/z-Wertes lässt sich auch anhand dieser Auswertemethode nachweisen. Die Härte der Probe CEM III/A zeigt hier ab etwa 550 μm Tiefe eine deutliche Zunahme. Die modifizierte Martenshärte der Verpressprobe und des Verpresskörpers sind als Einzeldatensätze dargestellt. Im Randbereich bis etwa 250 μm sind die modifizierten Martenshärten beider Proben auf vergleichbarem Niveau. Mit zunehmender Tiefe nimmt die Härte des Verpresskörpers stärker zu als die der Verpressprobe CEM III/A. Insgesamt ist die modifizierte Martenshärte des Verpresskörpers von den untersuchten Proben am höchsten.

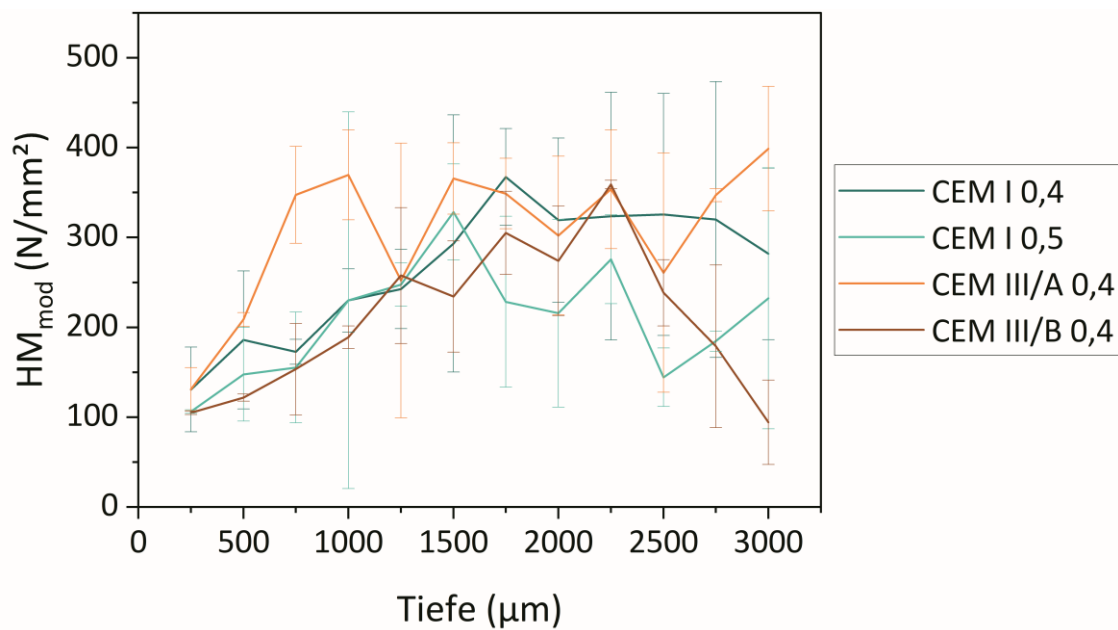


Abbildung 9.26: Modifizierte Martenshärte HM_{mod} für eine Eindringtiefe von 8,5 μm über die Tiefe der untersuchten unverpressten Proben nach einer Einwirkung kalkaggressiver Kohlensäure für 12 Monate

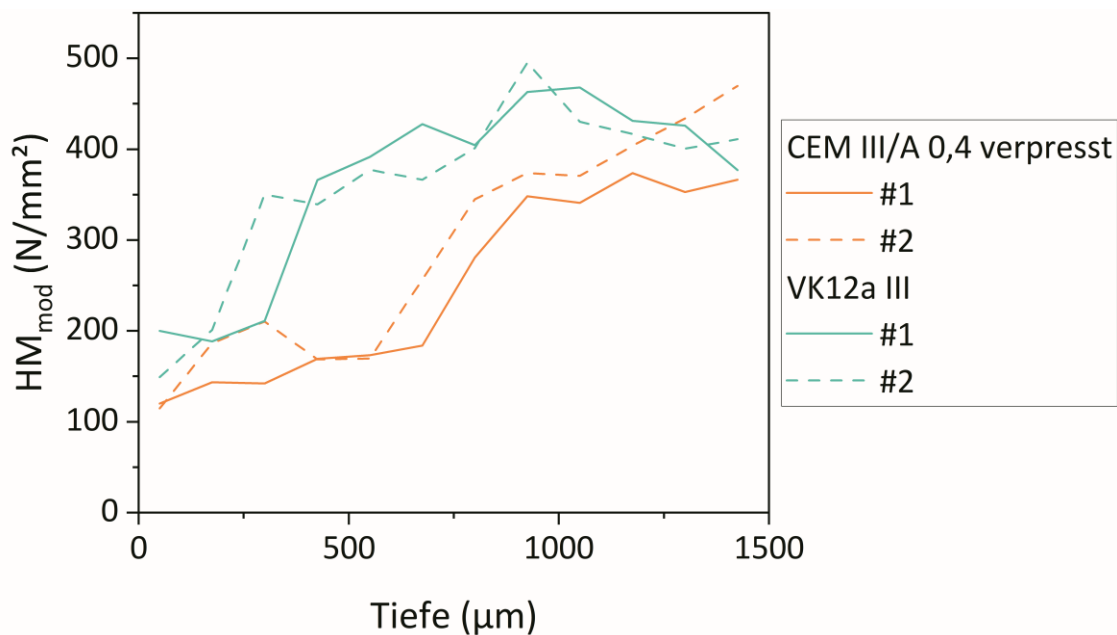


Abbildung 9.27: Modifizierte Martenshärte HM_{mod} der Einzeldatensätze für eine Eindringtiefe von $8,5 \mu\text{m}$ über die Tiefe der untersuchten verpressten Probe CEM III/A 0,4 und des Verpresskörpers VK12a III nach einer Einwirkung kalkaggressiver Kohlensäure für 12 Monate

Für die Bestimmung der Martenshärte aus der Steigung der Kraft-Eindringtiefe-Kurven wurden die Steigungen mittels linearer Regression im Bereich zwischen 50 und 90 % der maximalen Prüfkraft mithilfe des Analyse- und Darstellungsprogrammes *Origin 2023b* ermittelt. Die entsprechenden Steigungen sind in Tabelle A 8.7 aufgeführt. Die Ergebnisse der Berechnung von HM_s sind in Abbildung 9.28 für die unverpressten Proben und in Abbildung 9.29 für die Verpressprobe sowie den Verpresskörper dargestellt. Zur besseren Veranschaulichung wurden für die unverpressten Proben lediglich die gemittelten Werte geplottet. Für die Verpressprobe CEM III/A und den Verpresskörper VK12a sind die Kurven der Einzeldatensätze geplottet. Die Auswertung über die Steigung eignet sich nur für homogene Werkstoffe. Die Auswertemethode ist dabei unabhängig von der Oberflächenrauigkeit des untersuchten Materials (Fischer-Cripps 2011, S. 185). Da die untersuchten Proben durch den lösenden Angriff jedoch eine über die Tiefe veränderliche Härte aufweisen, wird die Auswertemethode in diesem Fall angewendet, um indirekt auf Inhomogenitäten bzw. Einflusstiefenbereiche der Proben zu schließen. Die Bestimmung der Steigung m_s für eine lineare Regression vom Schema $y = m_s \cdot x + c$ erfolgt in $(\text{N}/\mu\text{m})$. Der mathematische Zusammenhang in Gleichung (6-24) zur Berechnung von HM_s führt dazu, dass flachere Steigungen zu höheren Härtewerten führen. Durch die fehlenden festigkeitsbildenden Phasen wurden im festgelegten Messregime hohe Eindringtiefen ermittelt, welche mit niedrigen Steigungswerten einhergehen. Da die durch den lösenden Angriff geschädigten Zementsteine eine Änderung der Härte in Abhängigkeit der Tiefe aufzeigen, ergeben sich von den anderen Auswertemethoden abweichende Härtewerte. Diese lassen jedoch qualitative Rückschlüsse auf Homogenbereiche über die Tiefe der Probe zu. Die Bereiche im Graphen mit hohen HM_s -Werten bzw. betragsmäßig hohen Gradienten können mit den mechanisch entfestigten Bereichen assoziiert werden.

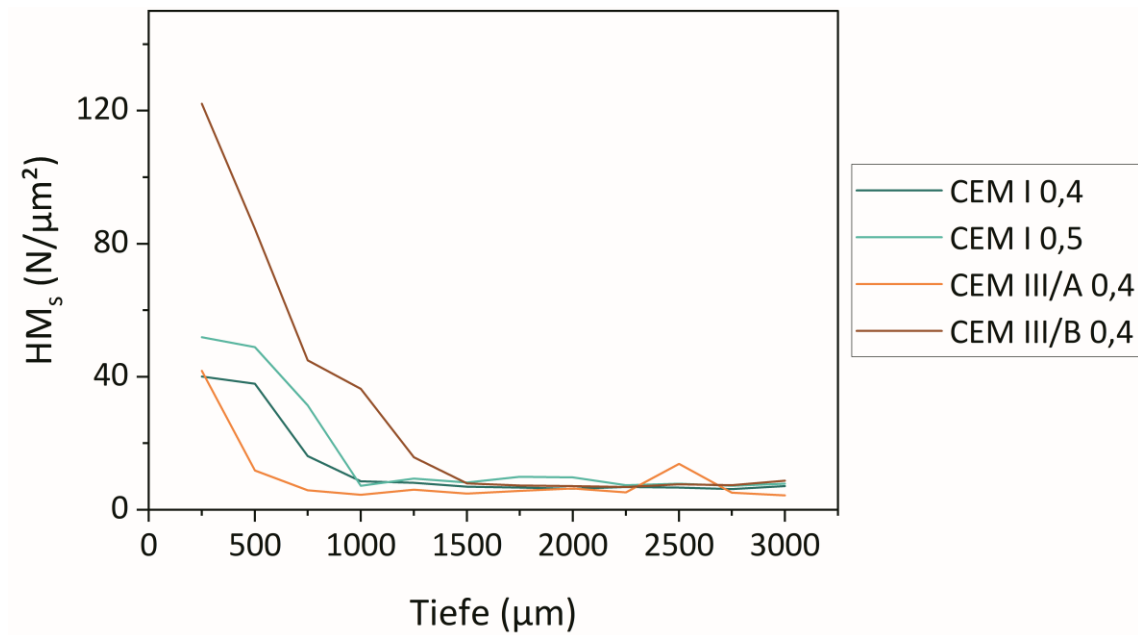


Abbildung 9.28: Martenshärte HM_s ermittelt aus der Steigung der Kraft-Eindringtiefe-Kurve über die Tiefe der untersuchten un-
verpressten Proben nach einer Einwirkung kalkaggressiver Kohlensäure für 12 Monate

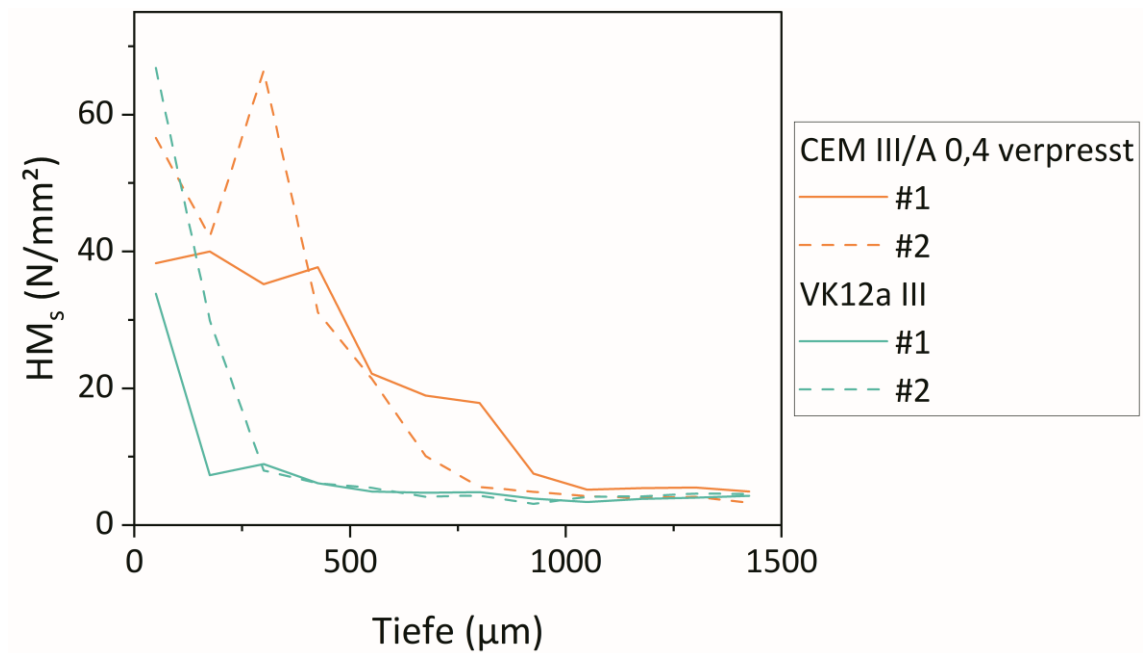


Abbildung 9.29: Martenshärte HM_s ermittelt aus der Steigung der Kraft-Eindringtiefe-Kurve über die Tiefe der untersuchten ver-
pressten Probe CEM III/A 0,4 und des Verpresskörper VK12a nach einer Einwirkung kalkaggressiver Kohlensäure
für 12 Monate

In Tabelle 9.3 sind mittels Mikrohärtprüfung ermittelten Dicken der mechanisch entfestigten Bereiche für HM , HM_{mod} und HM_s aufgeführt. Die Bestimmung erfolgte grafisch. Die ermittelten Dicken von x_m sind für die unterschiedlichen Auswertemethoden der Mikrohärt überwiegender auf einem ähnlichen

Niveau. Die Auswertung der modifizierten Martenshärte von Probe CEM I w/z 0,5 weicht allerdings deutlich von den beiden anderen Auswertemethoden ab.

Tabelle 9.3: Mittels Mikrohärteprüfung ermittelte Dicke des mechanisch entfestigten Bereiches x_m für Zementsteine nach 12 Monaten Einwirkungsdauer kalkaggressiver Kohlensäure

Probe	HM	HM_{mod}	HM_s
CEM I w/z 0,4	1000 μm	1100 μm	1000 μm
CEM I w/z 0,5	1000 μm	1600 μm	1000 μm
CEM III/A w/z 0,4	750 μm	630 μm	700 μm
CEM III/B w/z 0,4	1250 μm	1250 μm	1500 μm
VK12a, Bereich III	425 μm	300 bzw. 350 μm	180 bzw. 300 μm
CEM III/A w/z 0,4 V	925 μm	720 bzw. 800 μm	790 bzw. 950 μm

Die Untersuchungen der Mikrohärte an Zementsteinen nach 12 Monaten Einwirkungsdauer kalkaggressiver Kohlensäure zeigen erwartungsgemäß eine Abnahme der mechanischen Festigkeit infolge des lösenden Angriffes. Weiterhin können der mechanisch entfestigten Schicht residuale Härtewerte zugeordnet werden. Ein hoher Anteil an unhydratisierten Partikeln in dieser Schicht kann sich günstig auf die Härte auswirken.

9.4 Bewertung der Ergebnisse

Im Rahmen der durchgeführten experimentellen Untersuchungen wurden Zementsteine aus Portland- und Hochofenzementstein hinsichtlich ihres Widerstandes gegenüber kalkaggressiver Kohlensäure untersucht. Die Ergebnisse zeigen, dass während einer Einwirkungsdauer von 12 Monaten die Dicke des mechanisch entfestigten Bereiches zum einen von der Gefügedichtigkeit der Zementsteinmatrix und zum anderen von der Verfügbarkeit von Calciumhydroxid abhängig ist. Aufgrund des hohen Calciumhydroxidgehaltes und der mit ihm verbundenen Pufferkapazität gegenüber einer Carbonatisierung, können die Zementsteine aus CEM I im Hinblick auf die Ausbildung eines mechanisch entfestigten Bereiches positiv bewertet werden. Mit zunehmendem Hüttensandgehalt der untersuchten Zemente nimmt die Dicke des mechanisch entfestigten Bereiches zu. Während die Carbonatisierung des Portlandzementsteines mit einer Gefügeverdichtung verbunden ist, bewirkt diese in hüttensandhaltigen Zementen eine Zunahme der Porosität, da neben Portlandit auch C-(A)-S-H-Phasen carbonatisieren (siehe 3.2.4.2). Entsprechend kann der Angriff bei hüttensandhaltigen Zementsteinen schneller voranschreiten.

Diese Ergebnisse sind insofern überraschend, da in früheren Lagerungsversuchen insbesondere zementgebundene Baustoffe aus Hochofenzement einen höheren Widerstand gegenüber dem Angriff kalkaggressiver Kohlensäure aufwiesen (siehe 3.2.4.3). Eine Erklärung für diesen Unterschied kann in der Verwendung von Gesteinskörnung (Mörtel bzw. Feinbetone) liegen, welche den volumetrischen Anteil des Zementsteines reduziert. Durch das geringere Zementsteinvolumen ist anzunehmen, dass die Porenradialverteilung der Betone mit Hochofenzement aufgrund ihrer ausgeprägteren Gelporosität und dem damit verbundenen physikalischen Widerstand den geringeren chemischen Widerstand aufgrund des reduzierten Calciumhydroxidgehaltes ausgleichen. Weiterhin wirkt sich die enthaltene Gesteinskörnung auf die Tortuosität und Permeabilität des Porenraumes aus (siehe 2.1.4.3).

In Tabelle 9.4 sind die mittels Lichtmikroskopie ermittelten Dicken des mechanisch entfestigten Bereiches nach 12 Monaten Einwirkungsdauer aufgeführt. Es fällt auf, dass die CEM I- und CEM III/A-Rezepturen mit w/z -Werten von 0,5 überraschenderweise niedrigere Werte für x_m aufweisen. Eine Erklärungsansatz für diese Beobachtung könnte in den wellenförmig schwankenden Schädigungsfronten liegen (siehe Abbildung A 8.14 und Abbildung A 8.15).

Tabelle 9.4: Dicke des mechanisch entfestigten Bereiches x_m unverpresster Zementsteine nach 12 Monaten Einwirkung kalkaggressiver Kohlensäure

		CEM I		CEM III/A		CEM III/B		Verpresskörper
w/z bzw. w/z _{init} in (-)		0,4	0,5	0,4	0,5	0,4	0,5	0,5
x_m in (μm)	MW	420	273	726	568	730	827	65
	s	81	54	53	80	94	96	52

In Abbildung 9.30 ist die Beziehung zwischen w/CaO und der auf einen Monat normierten, mittels Lichtmikroskopie ermittelten mechanisch entfestigten Tiefe der untersuchten verpressten (filternaher Bereich) und unverpressten Zementsteine in freier Lösung dargestellt. w/CaO ist das volumetrische Verhältnis zwischen Anmachwassermenge und vorhandenem, für den lösenden Angriff verfügbarem Calcium im jeweiligen Zementstein, welche der chemischen Zusammensetzung der untersuchten Zemente (siehe Tabelle A 8.1) entnommen wurden. Das in Ansatz bringen des gesamten im Bindemittel vorliegenden Calciums impliziert, dass neben dem in Hydratphasen gebundenem Calcium auch Calcium aus unhydratisierten Ausgangsstoffen für eine Carbonatisierung bzw. einen lösenden Angriff zur Verfügung steht (siehe 3.2.4.2). Für die Verpressproben werden die Wassergehalte der $w/z_{\text{verpresst}}$ -Werte berücksichtigt. Die Grafik zeigt, dass sich im Untersuchungszeitraum die Pufferkapazität des CEM I und niedrige Wassergehalte günstig auf die sich einstellenden mechanisch entfestigten Tiefen auswirken.

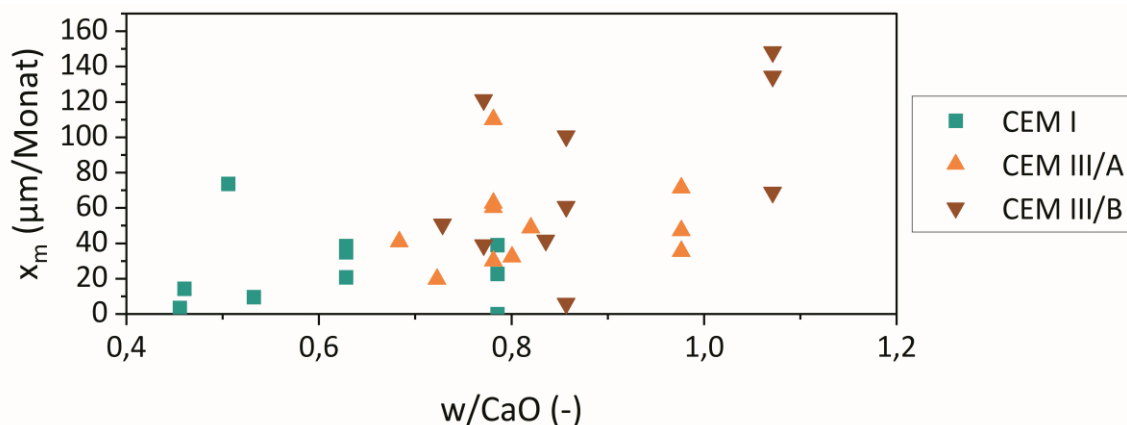


Abbildung 9.30: Beziehung zwischen mechanisch entfestigtem Bereich x_m (normiert auf einen Monat) und w/CaO für verpresste und unverpresste Zementsteine nach 3, 6 und 12 Monaten Einwirkung kalkaggressiver Kohlensäure

Die lichtmikroskopischen Untersuchungen zeigten allerdings, dass sich im Bereich der aufgelösten Bindemittelmatrix intakte, unhydratisierte Klinker- bzw. Hüttensandkörner befinden. Um diese Beobachtung zu berücksichtigen, wird das Verhältnis zwischen Anmachwasser und dem in Hydratphasen gebundenem

Calcium mithilfe von $w/CaO_{hydratisiert}$ betrachtet. Dabei wurde vereinfachend der Hydratationsgrad der jeweiligen Zementsteine nach Tabelle 9.1 zugrunde gelegt. Diese Annahme unterschätzt allerdings den exakten Hydratationsgrad zum jeweiligen Untersuchungszeitpunkt. Abbildung 9.31 bildet den Zusammenhang zwischen den auf einen Monat normierten Schädigungstiefen x_m und dem Verhältnis von Anmachwasser zu in Hydratphasen gebundenem Calcium ab. Die Darstellung separiert die Daten deutlich nach Zementarten. Dies ist auf die reduzierten Calciummengen und mit zunehmendem Hüttensandgehalt abnehmenden Hydratationsgrade zurückzuführen. Die Verteilung der Datenmengen unterstreicht, dass die Reduzierung der Anmachwassermenge und die damit einhergehende Erhöhung des physikalischen Widerstandes eine wirksame Steuerungsmöglichkeit ist den Widerstand zu erhöhen.

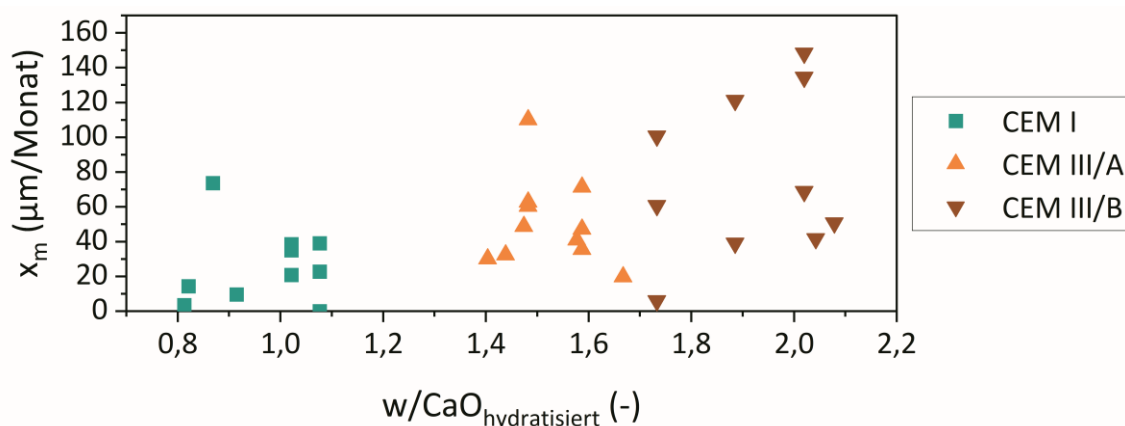


Abbildung 9.31: Beziehung zwischen mechanisch entfestigtem Bereich x_m (normiert auf einen Monat) und $w/CaO_{hydratisiert}$ für verpresste und unverpresste Zementsteine nach 3, 6 und 12 Monaten Einwirkung kalkaggressiver Kohlensäure

Der Einfluss der Lagerumgebung – Boden bzw. freie Lösung – kann anhand der ermittelten Einflussstiefen vergleichend betrachtet werden. Zu beachten ist, dass die Auswertung der im Boden gelagerten Zementsteinproben eine Abhängigkeit von der Anströmrichtung aufzeigte, welche sich in größeren Standardabweichungen der jeweiligen Einflussstiefen niederschlägt. Eine ausgeprägte Abhängigkeit der Anströmrichtung konnte bei den prismatischen Zementsteinproben in freier Lösung nicht beobachtet werden. Abbildung 9.32 zeigt vergleichend die mittels Dünnschliffmikroskopie ermittelten kumulierte Einflussstiefen x_{CO_2} nach 12 Monaten Einwirkungsdauer. Es fällt auf, dass die einzelnen Anteile der Einflussstiefe für die Lagerung im Boden geringer sind. Für dichte Böden beschreibt Hof (2004, S. 41) ebenfalls eine dämpfende Wirkung des Schädigungsfortschrittes im Vergleich zur Wasserlagerung. Da die Durchflussgeschwindigkeit im Boden während des Untersuchungszeitraumes mehr als doppelt so groß war als jene in freier Lösung (siehe Anhang A8.4) kann gefolgert werden, dass die Reaktionsrate der kalkaggressiven Kohlensäure insgesamt geringer war als die Frachttransportrate und sich die Transportrandbedingungen im Boden günstig hinsichtlich der tatsächlichen Einwirkungen auf den Baustoff darstellen. Einzelmessungen des Gehalts an kalkaggressiver Kohlensäure am Ausfluss der jeweiligen Versuchsbehälter zeigten, dass nur ein Teil der im Prozesswasser vorhanden kalkaggressiven Kohlensäure beim Durchströmen verbraucht wurde.

Weiterhin kann in der Kontaktzone zwischen Baustoff und Boden die Ausbildung einer Grenzschicht angenommen werden, welche zur Ausbildung einer Strömungsgeschwindigkeitsverteilung senkrecht zur Baustoffoberseite führt. In der unmittelbaren Kontaktzone ist die Geschwindigkeit annähernd 0. (Hof

2004, S. 121) Während in freier Lösung bzw. Strömung ein parabelförmiger Geschwindigkeitsverlauf zu erwarten ist, kann sich bei der Durchströmung des Porenraumes im Boden infolge von Strömungswiderständen ein ungleichmäßiges Geschwindigkeitsprofil senkrecht zur Baustoffoberfläche einstellen. In der Grenzschicht sind die Diffusionskoeffizienten des jeweiligen Mediums – Boden bzw. freie Lösung – für den Übergang der kalkaggressiven Kohlensäure in den Porenraum des Baustoffes maßgebend. Da Diffusionskoeffizienten in freiem Wasser üblicherweise größer sind als im Boden (Grube und Rechenberg 1987b), begünstigt die Lagerung in freier Lösung einen stärkeren Angriff. Mit Ausbildung der amorphen Siliciumdioxidbereiche während der Einwirkungsdauer wird der Schädigungsfortschritt durch den durch diese Schicht erfolgenden diffusiven Stofftransport weiter verlangsamt. Eine weitere Erklärung für den beobachteten, gehemmten Schädigungsfortschritt im Boden könnte die Wechselwirkung des Prozesswassers und ggf. auftretende Konzentrationsunterschiede in der Grenzschicht darstellen. Denkbar ist auch, dass sich infolge kurzer betrieblicher Unterbrechungen im Prozesskreislauf zeitweise eine Aufkonzentration von calciumhaltigen Phasen an der Baustoffoberfläche im Boden einstellte, welche mit einer Verlangsamung des Schädigungsreaktion einherging.

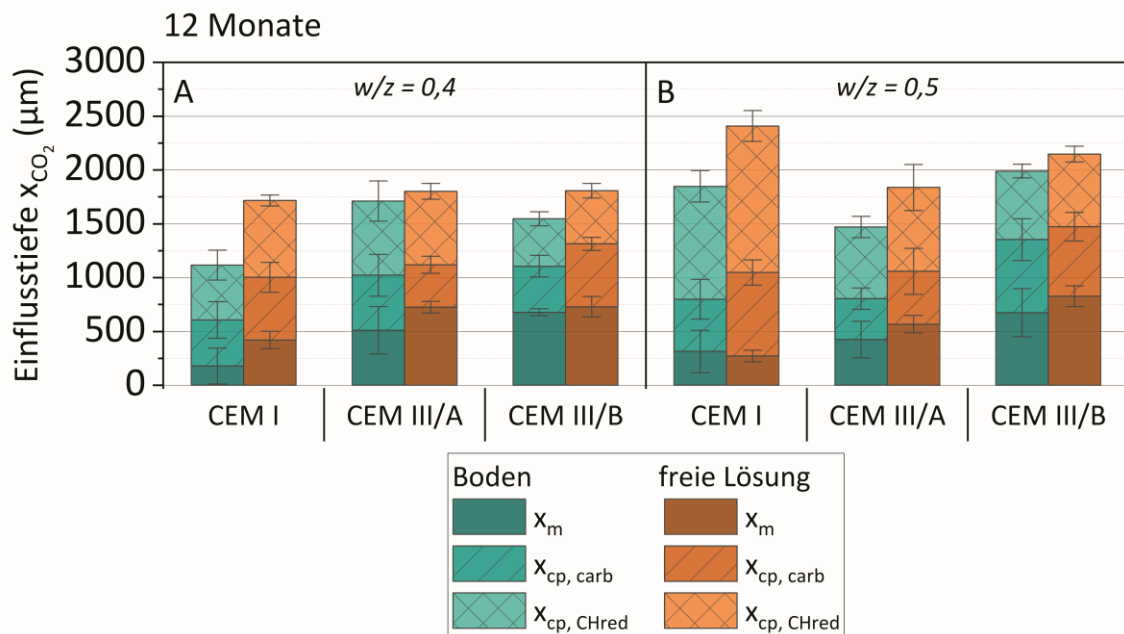


Abbildung 9.32: Vergleich der mittels Dünnschliffmikroskopie ermittelten Einflusstiefen x_{CO_2} nach 12 Monaten Einwirkungsdauer kalkaggressiver Kohlensäure im Boden und in freier Lösung: A) w/z-Wert 0,4, B) w/z-Wert 0,5

Die im Rahmen des Gesamtforschungsvorhabens durchgeführten Untersuchungen zum Einfluss kalkaggressiver Kohlensäure auf die Tragwirkung von Verpressankern zeigen während des Untersuchungszeitraumes im Gegensatz zu früheren Versuchsreihen (siehe 4.6) keine ausgeprägten Tragkraftverluste (Herten und Heidenreich 2022). Es ist denkbar, dass ein Zusammenhang zwischen der ungleichmäßigen Mantelreibungverteilung entlang von Verpresskörpern, welche in der Nähe der Lasteinleitung am höchsten sind und zum erdseitigen Ende hin abnehmen (siehe 4.4), und dem Einfluss der Anströmrichtung auf die Entwicklung des mechanisch entfestigten Bereiches besteht. Während die Einflusstiefen im oberen Bereich des Verpresskörpers im gewählten Versuchsaufbau sich zeitverzögert ausbilden und im Vergleich zum unteren Bereich gering sind, kann angenommen werden, dass die maximal aufnehmbare

Scherbeanspruchung in diesem oberen Teilbereich aktiviert wird. Die Unterschiede der Prüfrandbedingungen der früheren Untersuchungen und ihr Einfluss auf den Baustoffwiderstand sowie die Intensität der Einwirkung wurden bereits in Abschnitt 4.6 diskutiert. Für die untersuchten Verpresskörper werden nachfolgend baustoffliche Erklärungsansätze für die geringen Tragkraftverluste formuliert.

Die in-situ-Herstellung der Verpresskörper im nichtbindigen Boden führt zunächst zu einer Abgabe von Anmachwasser in den umgebenden Baugrund, welcher den noch nicht erhärteten verpressten Zementleim durch seine Zusammensetzung – Calciumionen und hoher pH-Wert (siehe 7.3.1.2) – temporär vor dem Zutritt der aggressiven Kohlensäure schützt. Daneben wird die Porosität infolge des Verpressvorganges reduziert (siehe 7.3.3.2) und damit der physikalische Widerstand erhöht. Bei der Herstellung des Verpressankers werden Körner des umgebenden Bodens in der unmittelbaren Randzone an die Bindemittelmatrix des Verpresskörpers gebunden. Diese anhaftenden Sandkörner schirmen den Baustoff zunächst vor dem Zutritt der kalkaggressiven Kohlensäure ab, da nur ein geringer Teil der Baustoffoberfläche für Transportprozesse zur Verfügung steht. Mit zunehmender Einwirkungsdauer nimmt dieser Abschirmungseffekt jedoch ab. Weiterhin führt die in-situ-Herstellung in einer Umgebung mit niedrigen Temperaturen zur Ausbildung eines feineren Porengefüges (siehe 8.4), welches den Baustoffwiderstand gegenüber dem Eindringen der kalkaggressiven Kohlensäure erhöht. Die niedrigen Umgebungstemperaturen begünstigen außerdem ein erhöhtes Quellen des zementgebundenen Baustoffes. Dieses Quellverhalten kann ggf. der Reduzierung der Radialspannung infolge der Entfestigung der amorphen Silicatgelschicht entgegenwirken. Durch die Abschirmung des Zementsteines infolge anhaftender Sandkörner ist jedoch davon auszugehen, dass die Wasseraufnahme und auch die daraus resultierende Volumenzunahme des in-situ-Verpresskörpers im Vergleich zu den in Abschnitt 8.5 vorgestellten Zusammenhängen vermindert ist.

Weiterhin wird der Tragfähigkeitsverlust in Bezug auf eine Ankerprüfung nach 7 Tagen Umströmung mit Leitungswasser bestimmt. Eine Temperierung des Prozesswassers der Referenzprüfung findet nicht statt (Heidenreich et al. 2026). Ggf. können sich bei niedrigen Umgebungstemperaturen infolge der Zusammenhänge zum Quellverhalten zementgebundener Baustoffe höhere Referenzankerkräfte einstellen.

Die Untersuchung der Einflusstiefe an Verpresskörpern zeigte außerdem eine Abhängigkeit des Schädigungsfortschrittes von der Anströmrichtung. Frühere Untersuchungen konnten hingegen keine Ortsabhängigkeit des Schädigungsfortschrittes feststellen (Hof 2004, S. 116). Ursächlich für diese Beobachtung sind vermutlich die Baustoffeigenschaften zu Beginn der Probeneinlagerung (siehe 4.6). Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen an Dünnschliffen des Verpresskörpers zeigten, dass insbesondere im unteren Bereich, eine Abnahme der Rauheit der Mantelfläche zu beobachten war. Da während der Ankerprüfung Schubspannungen über den Verpresskörper und seine Mantelfläche in den umgebenden Boden eingeleitet werden, kann es zu einem Abscheren des mechanisch entfestigten Bereiches kommen. Entsprechend ist die Dicke x_m in situ größer als nach der Prüfung und dem Ausbau.

Zur Charakterisierung des Schädigungsfortschrittes eignen sich prismatische Probekörper in freier Lösung, deren mechanisch-entfestigter Bereich intakt bleibt. Für mögliche künftige Untersuchungen zur Bewertung des Baustoffwiderstandes sollten entsprechend Zementsteine und Mörtel bzw. Feinkornbetone verwendet werden.

9.5 Übertragung der Ergebnisse auf mögliche Zielnutzungsdauern für Verpressanker

Die Zielnutzungsdauern geotechnischer Elemente richten sich nach der vorgesehenen Nutzungsdauer des gegründeten oder rückverankerten Bauteils bzw. Bauwerkes. Im Bereich des Verkehrswasserbaus ist eine temporäre Verankerung von Baugruben mit Verpressankern und Mikropfählen eine gängige Ausführungsvariante, welche durch die derzeitigen normativen Regelungen (siehe 5.2 und 5.7) eingeschränkt wird. Durch die Einwirkung kalkaggressiver Kohlensäure auf den Zementstein und die daraus resultierende Ausbildung einer mechanisch entfestigten Schicht an der Verpresskörperoberfläche ist eine Abnahme der ursprünglich durch den Verpressvorgang und die Dilatanz beim Spannen des Verpressankers aufgebrachten Radialspannung (siehe 4.4) zu erwarten. Sowohl die Einwirkung als auch der Materialwiderstand sind streuende Größen und bei der Festlegung eines Grenzzustandes zu berücksichtigen. Die Definition des Nutzungszeitraumes kann nach ISO 16204:2012-09 allgemein gemäß eines festgelegten Grenzzustandes, einer Zeitspanne oder einem Zuverlässigkeitsniveau, welches für die jeweiligen Grenzzustände nicht unterschritten wird, erfolgen. Der Grenzzustand, ab welchem die Tragfähigkeit eines Bauteiles herabgesetzt wird, hängt von einer entsprechenden (zulässigen) Schädigungstiefe ab. Eine Aussage zum Einfluss der Baustoffschädigung auf die Tragfähigkeit war nicht Bestandteil dieser Arbeit. In früheren Untersuchungen wurde jedoch eine Restverspannung infolge der Dilatanz beim Aufbringen der Ankerzugkraft beobachtet. Durch die Ausbildung des mechanisch entfestigten Bereiches des Verpresskörpers kommt es zu einer Auflockerung des angrenzenden Bodens innerhalb der Scherfuge in Richtung des geschädigten Verpresskörpers während des Schervorganges. (Hof 2004, S. 143–144) Für diese dilatante Verspannungen sind entsprechend zunehmende Verschiebungen des geschädigten Verankerungssystems erforderlich (Hof et al. 2004). Zudem ist die Abnahme der Verpressankertragfähigkeit abhängig vom anstehenden Boden: Je feinkörniger der Boden, desto größer ist der Tragkraftverlust (Hof 2004, S. 159).

Um Verpressanker überhaupt in einer chemisch angreifenden Umgebung mit kalkaggressiver Kohlensäure einsetzen zu können, ist die Berücksichtigung von Sicherheitsfaktoren erforderlich. In diese Sicherheitsfaktoren kann der Materialwiderstand bzw. die zu erwartende Schädigung während des zu betrachtenden Nutzungszeitraumes einfließen. Für eine realitätsnahe Prognose des Schädigungsverlaufes infolge der Einwirkung kalkaggressiver Kohlensäure sind die Materialeigenschaften des jeweiligen geotechnischen Elementes erforderlich. Aufgrund der geringen Anzahl an Ergebnissen und der kurzen Einwirkungsdauer der verpressten Zementsteine – im Wesentlichen des CEM I – ist eine solche Abschätzung der Entwicklung der Einflusstiefe im Rahmen dieser Arbeit jedoch mit Unsicherheiten behaftet.

Entsprechend wird eine Extrapolation der zu erwartenden Tiefe des mechanisch entfestigten Bereiches basierend auf den mittels Dünnschliffmikroskopie ermittelten Werten für die unverpressten Zementsteinproben mit w/z -Werten von 0,4 durchgeführt. Die Trendlinien wurden gemäß dem in Gleichung (9-1) dargestellten Zusammenhang eines \sqrt{t} -Gesetzes mithilfe des *Simple Fit Tools* des Analyse- und Darstellungsprogrammes *Origin 2023b* ermittelt. Die Wahl des Summanden B berücksichtigt den mehrstufigen Angriff und die verzögerte Bildung des mechanisch entfestigten Bereiches durch Umwandlung bzw. Lösung des zuvor gebildeten Calciumcarbonats.

$$x_m = A \cdot \sqrt{t} + B \quad (9-1)$$

x_m	Tiefe des mechanisch entfestigten Baustoffes in (μm)
A	zementartabhängiger Koeffizient in (-)
B	Koeffizient in (-)
t	Zeit in (Monate)

In Abbildung 9.33 sind die Trendlinien für Zementsteine mit w/z-Werten von 0,4 in freier Lösung für eine Einwirkungsdauer bis 60 Monate dargestellt. Die zugehörigen Koeffizienten und jeweiligen Bestimmtheitsmaße sind im Anhang Tabelle A 8.8 aufgeführt.

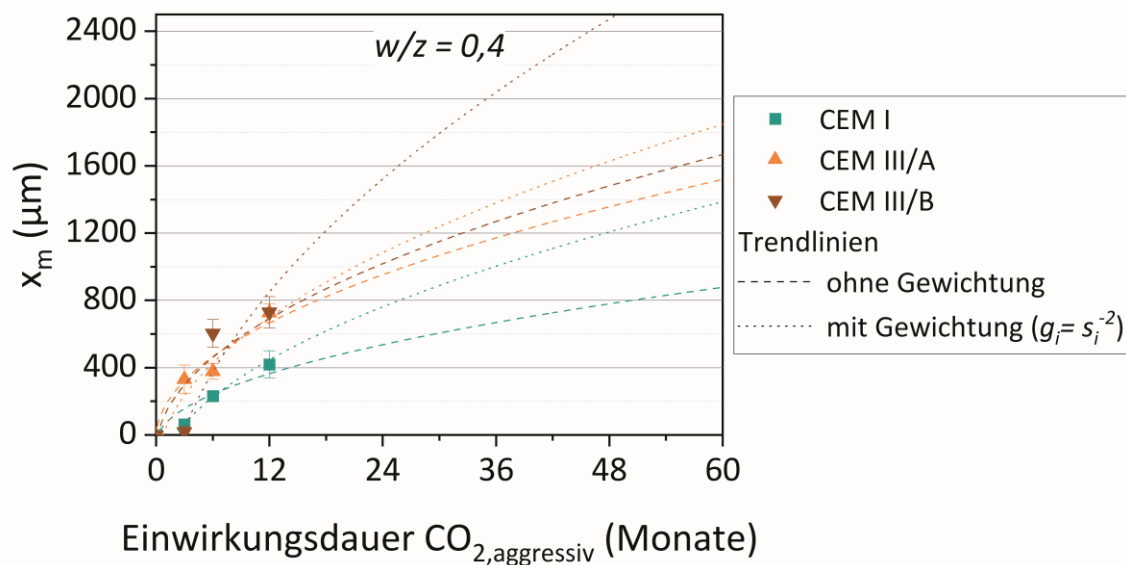


Abbildung 9.33: Extrapolation der mechanisch-entfestigten Tiefe x_m mit und ohne Gewichtung für Einwirkungsauern bis 60 Monate für Zementsteine mit einem w/z-Wert von 0,4 nach Gleichung (9-1)

Während sich für Zementsteine aus CEM III/A bereits nach 3 Monaten eine gute Übereinstimmung mit den Trendlinien zeigt, kann dies für die ermittelten Einflusstiefen x_m der CEM I und CEM III/B nicht abgeleitet werden. Diese Unterschiede führen zu größeren Spannweiten bei der Abschätzung von x_m für Einwirkungsauern bis 60 Monaten bei Berücksichtigung der Standardabweichung der experimentell ermittelten Werte (siehe Tabelle 9.5). Der Gewichtungsfaktor geht bei der Regression antiproportional zur Standardabweichung ein. Anhand der abgeschätzten Werte für x_m zeigt sich, dass Portlandzementstein gegenüber den Hochofenzementstein einen höheren Widerstand aufzuweisen scheint. Berücksichtigt man jedoch die Ergebnisse der Mikrohärteprüfung (siehe 9.3.4), so zeigt sich, dass Unterschiede der Härte bzw. Festigkeit dieser Schicht x_m der Hochofenzementsteine – insbesondere des CEM III/A – vorliegen. Da Hüttensande vergleichsweise geringe Hydratationsgrade erreichen (siehe 2.1.3.2), verbleiben sie als inerte silicatische Partikel und können ggf. das mechanische Verhalten dieser ausgelösten Schicht beeinflussen. Weiterhin stellen die Hüttensandpartikel Hindernisse auf dem Transportweg dar.

Tabelle 9.5: Prognostizierte Einflusstiefe x_m für Zementsteine mit $w/z=0,4$ nach 60 Monaten Einwirkung durch kalkaggressive Kohlensäure (gewichtet und ungewichtet)

	prognostizierte Einflusstiefe x_m in (μm)		
	CEM I	CEM III/A	CEM III/B
ohne Gewichtung	878	1520	1668
mit Gewichtung	1387	1847	2856

Für den rein diffusionskontrollierten Angriff kalkaggressiver Kohlensäure wurde in früheren Versuchen ein Zusammenhang gemäß Gleichung (5-1) beobachtet (Friede 1983, S. 80–81; Grube und Rechenberg 1987b; Hof 2004, S. 104–105). Die Trendlinien nach diesem Ansatz sind für Zementsteine mit w/z -Werten von 0,4 in freier Lösung für eine Einwirkungsdauer bis 60 Monate informativ in Abbildung A 8.23 dargestellt. Für die ermittelten Einflusstiefen x_m der CEM I- und CEM III/B-Proben führt dieser Ansatz zu einer nicht zufriedenstellenden Abschätzung, was sich in niedrigen Werten des Bestimmtheitsmaßes niederschlägt (siehe Tabelle A 8.9). Grundsätzlich führt ein auf einem Wurzel-Zeit-Gesetz basierendes Prognosemodell zu einer Überschätzung des Schädigungsfortschrittes für $t \rightarrow 0$. Der mehrstufige Schädigungsprozess (siehe 3.2.4.2) führt zu einer zeitlich verzögerten Ausbildung einer mechanisch entfestigten Schicht, welche nach einem Wurzel-Zeit-Gesetz nicht abbildbar ist. Ggf. können zusätzlich auch die chemisch-physikalischen Einflusstiefen zur Prognose herangezogen werden.

Die rechnerische Simulation der Schädigung kalkaggressiver Kohlensäure war nicht Bestandteil der vorliegenden Arbeit. Im Rahmen früherer Untersuchungen konnte der komplexe mehrstufige Angriff bereits mithilfe des Programmsystems *TRANSREAC* simuliert werden (Hof et al. 2002). Durch Anpassung der Materialdaten können die experimentell ermittelten Einflusstiefen rechnerisch validiert werden, sodass eine Abschätzung des Schädigungsfortschrittes auch für längere Zielnutzungsdauern denkbar ist.

Die gewonnenen Erkenntnisse zur Entwicklung der Einflusstiefe infolge der Einwirkung kalkaggressiver Kohlensäure zeigen, dass die Dicke der mechanisch entfestigten Schicht von der Zementart abhängig ist. Im Untersuchungszeitraum von bis zu 12 Monaten sind Hochofenzemente trotz höherer physikalischer Widerstände entgegen früheren Langzeituntersuchungen nicht als günstiger zu bewerten.

Die Prognose anhand der experimentell ermittelten Einflusstiefen lässt eine erste Abschätzung des Baustoffwiderstandes zu. Die positiven Faktoren der in-situ-Herstellung von Verpressankern sind bei dieser Abschätzung jedoch unberücksichtigt, sodass die prognostizierten Werte maximal zu erwartende Schädigungstiefen darstellen. Es ist jedoch denkbar, dass im Falle wechselnder Belastungen die mechanisch entfestigte Schicht von Verpressankern im Feld stärker abgetragen wird, als es im großmaßstäblichen Laborversuch derzeit abgebildet werden kann. Der Schädigungsverlauf wäre in der Folge linear anzunehmen. Entsprechend sind in-situ-Messungen an Verpressankern unabdingbar, um Aussagen über das Langzeittragverhalten treffen zu können.

Eine Abschätzung für längere Zielnutzungsdauern ist aufgrund der Unsicherheiten hinsichtlich des Tragverhaltens von Verpressankern unter Einwirkung kalklösender Kohlensäure derzeit nicht möglich. Die Abschätzung für 60 Monate stellt eine Betrachtung für den zeitlich begrenzten Einsatz von Rückverankerungen für die Errichtung von Baugruben dar. Gegebenenfalls können Verpressanker unter Berücksichtigung entsprechender Reserven, welche auf den zu erwartenden Dicken des mechanisch entfestigten Bereiches gründen, eingesetzt werden. Die Fragestellung des Einflusses kalkaggressiver Kohlensäure auf das Tragverhalten von Verpressankern wurde zeitgleich zur vorliegenden Arbeit im Rahmen einer anderen Dissertation untersucht (siehe Heidenreich i. E.).

10 Schlussfolgerungen

10.1 Überblick

Im Rahmen der vorliegenden Dissertation wurde der chemische Angriff auf zementgebundene Baustoffe geotechnischer Elemente betrachtet. Dabei wurden die wesentlichen Schädigungsmechanismen in natürlichen Grundwässern und Böden dargestellt und die zentralen betontechnologischen Aspekte des Angriffes herausgearbeitet. Weiterhin wurden relevante Verfahren des Spezialtiefbaus im Bereich des Verkehrswasserbaus vorgestellt und die Auswirkungen eines chemischen Angriffs auf das Tragverhalten nach derzeitigem Kenntnisstand beschrieben.

Die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von Betonbauteilen unter chemischem Angriff erfolgt gemäß dem derzeitigen Normenwerk deskriptiv. Die nationalen und internationalen Regelungen begegnen einem chemischen Angriff üblicherweise durch Erhöhung des physikalischen und ggf. auch chemischen Widerstandes des Baustoffes in Abhängigkeit von der Intensität und dem Angriffsszenario. Für geotechnische Elemente lassen sich normative Schutzprinzipien allerdings nur eingeschränkt umsetzen. Zudem ist ihr Einsatz in einer chemisch aggressiven Umgebung durch die geltenden Regelwerke teilweise beschränkt.

Ein Ziel dieser Arbeit war es, die Materialeigenschaften geotechnischer Elemente – Bohrpfeilbeton, Düsenstrahlelement und verpresster Zementstein bzw. Verpressanker – im Hinblick auf ihren Widerstand gegenüber einem chemischen Angriff zu ermitteln und zu beschreiben. Bei der Herstellung im Baugrund kommt es unweigerlich zu einer Interaktion zwischen frischem Baustoff und anstehendem Boden. Das Ausmaß und die Dimension der Wechselwirkung hängen von den Eigenschaften des jeweiligen Bodens bzw. Baustoffes ab. Im Hinblick auf den Widerstand gegenüber einer aggressiven Umgebung wurde die Filtration von Zementsuspensionen – wie sie in nichtbindigen Böden zu erwarten ist – sowie der Einfluss niedriger Umgebungstemperaturen und permanentem Wasserangebot auf das Baustoffgefüge experimentell untersucht.

Durch das Aufbringen eines externen (Verpress-) Druckes kann Anmachwasser aus einer Zementsuspension, welche in unmittelbarem Kontakt mit einem als Filtermedium fungierenden nichtbindigen Boden steht, abgefiltert werden. Dabei bildet sich am Filtermedium beginnend ein Filterkuchen aus. Die Dicke und Eigenschaften des Filterkuchens hängen vom Wasserrückhaltevermögen des Zementes bzw. der Suspension ab. Durch den Verpressvorgang reduziert sich der lokale w/z -Wert der verpressten Suspension signifikant. Im erhärteten Zustand weisen verpresste Zementsteine ein gegenüber dem initialen w/z -Wert geringeres Gesamtporenvolumen auf. Insbesondere die für den physikalischen Widerstand maßgebende Kapillarporosität wird dadurch stark verringert, sodass die Durchgängigkeit des Kapillarporenraumes unterbrochen wird. Der kritische Porenradius und der Grenzporeradius der untersuchten Zemente werden durch den Verpressvorgang kaum verändert. Infolge des Verpressens und Abfiltrierens von Anmachwasser in der Anfangsphase der Hydratation kann jedoch zementartabhängig ein Einfluss auf den Anteil der Gelporen am Gesamtporenvolumen festgestellt werden. In einer Parameterstudie konnten verschiedene Einflussgrößen auf den Verpressvorgang von Zementsuspensionen herausgearbeitet werden. So beeinflusst sowohl die Granulometrie als auch die mineralogische Zusammensetzung des Bindemittels das Wasserrückhaltevermögen der Zementsuspension.

Weiterhin wurde der Einfluss einer natürlichen Nachbehandlung auf Zementsteine untersucht. Die niedrigen Baugrundtemperaturen führen zunächst zu einem langsameren Hydratationsfortschritt, welcher jedoch mit der Ausbildung eines feineren und dichteren Gefüges einhergeht, wodurch der physikalische Widerstand des Zementsteines erhöht wird. Ein permanentes Wasserangebot im Boden bewirkt eine Volumenzunahme des Baustoffes. Die Untersuchungen zeigen, dass die im Baugrund vorliegende niedrige Umgebungstemperatur von etwa 10 °C zu höheren Quellmaßen führt als bei labortypischen Temperaturen von 20 °C, wobei das Quellverhalten abhängig von der Zementart ist. Es ist nicht auszuschließen, dass das Quellen zementgebundener Baustoffe einen positiven Einfluss auf die Radialspannungen zwischen Baugrund und geotechnischem Element haben kann. Die Intensität des Quellens ist umso ausgeprägter, je höher der Anteil an Zementstein des jeweiligen geotechnischen Elementes ist.

Aufbauend auf einer Sensitivitätsanalyse hinsichtlich der Auswirkungen eines chemischen Angriffs auf das Tragverhalten geotechnischer Elemente und die räumliche Verteilungshäufigkeit im Bereich von Bundeswasserstraßen wurden für das Szenario Einwirkung von kalkaggressiver Kohlensäure auf Zementstein bzw. Verpressanker Lagerungsversuche durchgeführt und begleitet. Die Untersuchungen wurden für ein Jahr bei einer Konzentration von etwa 90 mg $CO_{2,aggressiv}/L$ durchgeführt. Gegenstand der Untersuchungen waren unverpresste und verpresste Zementsteine aus CEM I, CEM III/A und CEM III/B mit (initialen) w/z-Werten von 0,4 und 0,5. Die Ergebnisse zeigen zum einen, dass sich die Reduzierung des (initialen) w/z-Wertes erwartungsgemäß günstig auf die sich einstellenden Einflusstiefen auswirkt. Zum anderen konnte festgestellt werden, dass im Untersuchungszeitraum die Portlandzementsteine im Hinblick auf die Schädigungstiefe bzw. den mechanisch entfestigten Bereich x_m einen höheren Widerstand hatten als die Hochofenzementsteine. Ursache hierfür ist die Pufferkapazität aufgrund des höheren Calciumhydroxidgehaltes und die damit einhergehende ausgeprägte mehrstufige Angriffscharakteristik bei Portlandzementsteinen. Beim Angriff kalkaggressiver Kohlensäure erfolgt zunächst eine Carbonatisierung der calciumhaltigen Phasen des Zementsteines. Dabei wird Portlandit bevorzugt in Calciumcarbonat umgewandelt, ehe auch die Calciumsilicathydratphasen umgewandelt werden. Unter weiterer Einwirkung von in Wasser gelöstem Kohlendioxid wird das Calciumcarbonat in leicht lösliches Calciumhydrogencarbonat umgewandelt und aus der Bindemittelmatrix abtransportiert. Es verbleibt ein hochporöses Gerüst aus amorphem Siliciumdioxid sowie unhydratisierten Klinker- bzw. Hüttensandkörnern. Aufgrund ihres geringeren Calciumhydroxidgehaltes haben hüttensandhaltige Zementsteine eine geringere Pufferkapazität gegenüber dem Einwirken kalkaggressiver Kohlensäure. Weiterhin führt die Carbonatisierung von hüttensandhaltigen Zementen zu einer Porositätszunahme, sodass die Transportbedingungen an der Schädigungsfront negativ beeinflusst werden. Die üblicherweise hinsichtlich der Dauerhaftigkeit als günstig zu bewertende Porenstruktur der Hochofenzementsteine konnte diesen Nachteil im Untersuchungszeitraum von einem Jahr nicht ausgleichen.

Bei den Untersuchungen großmaßstäblich im Labor hergestellter Verpresskörper aus CEM I konnten positive Einflüsse der Herstellung auf den Materialwiderstand festgestellt werden. Durch das Verpressen wird der initiale w/z-Wert des Verpresskörpers verringert und dadurch sein physikalischer Widerstand erhöht. Weiterhin werden die inerten Partikel des angrenzenden Bodens in die Oberfläche des Verpresskörpers eingebunden und schirmen in der Frühphase des Angriffs den Baustoff ab. Es konnte festgestellt werden, dass die Anströmrichtung auf den Verpresskörper im Boden sich auf die Entwicklung der Einflusstiefe auswirkt. Da die Anströmung mit kalkaggressiver Kohlensäure von unten erfolgte, findet der Angriff zunächst am angeströmten Bereich des Verpresskörpers statt und nimmt über die Höhe ab. So konnte nach 12 Monaten Einwirkung kalkaggressiver Kohlensäure eine geringfügige mechanisch entfestigte Schicht im unteren Bereich des Verpresskörpers festgestellt werden.

Die Mikrohärteprüfung an durch kalkaggressive Kohlensäure geschädigten Proben ergab für die mechanisch entfestigten Bereiche der Zementsteine Resthärte- bzw. Restfestigkeiten. Basierend auf den vorliegenden Ergebnissen ist eine Empfehlung der Bindemittelart zur Erhöhung des Widerstandes gegenüber kalkaggressiver Kohlensäure mit Unsicherheiten behaftet, da immer auch die Auswirkung auf die Tragfähigkeit des geotechnischen Elementes zu berücksichtigen ist. Für den kurzen Untersuchungszeitraum erschien der Widerstand des CEM I hinreichend. Betrachtet man die Ergebnisse der Mikrohärteprüfung könnte ggf. auch der untersuchte CEM III/A aufgrund der höheren Härte- bzw. Restfestigkeiten des mechanisch entfestigten Bereiches eine Möglichkeit darstellen, dem Angriff zu begegnen. Dies müsste in Grundsatzversuchen an Modellankern validiert werden.

10.2 Empfehlungen zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von Gründungselementen

Die Steuerungsmöglichkeiten zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit sind abhängig vom Angriffsszenario und dessen Schädigungspotential sowie von der Art des geplanten oder eingesetzten geotechnischen Elementes und der vorgesehenen Nutzungsdauer.

Im Teilprojekt „Einwirkung“ des Gesamtforschungsvorhabens wurde basierend auf hydrochemischen Hintergrundwerten für betonaggressive Wasserinhaltsstoffe eine räumliche Auswertung der möglichen Verteilung entwickelt. Anhand dieser Themenkarten kann und sollte eine Ersteinschätzung der Expositionsklasse XA und auch der einzelnen betonangreifenden Stoffe erfolgen (Nuber et al. 2024a). Weiterhin konnten die räumlichen Themenkarten basierend auf Grundwasseranalysen von Projekten der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung (WSV) validiert und somit ihre Eignung zur Plausibilisierung von Analyseergebnissen nachgewiesen werden (Nuber et al. 2024b).

Zur Sicherstellung einer ausreichenden Dauerhaftigkeit werden nach DIN EN 206-1:2001-07 in Verbindung mit DIN 1045-2:2008-08 Anforderungen an die Zusammensetzung und Eigenschaften von Beton in Abhängigkeit der jeweiligen Expositionsklasse gestellt. In den Normen zur Regelung der Ausführung für Arbeiten im Spezialtiefbau werden ergänzende Herstellungsanforderungen an den Baustoff und zulässige Zementarten gemacht. Teilweise kann dabei auf eine breite Produktpalette an klinkerreduzierten Zementen zurückgegriffen werden, welche durch geeignete latent-hydraulische oder puzzolanische Zuschlagstoffe die Ausbildung eines gefügedichten Baustoffes ermöglichen.

Der durch diese deskriptiven Regelungen erreichbare physikalische Bauteilwiderstand gegenüber chemischem Angriff ist nach derzeitigem Erfahrungsstand für robuste Bauweisen wie Bohrpfahlbetone bei sachgerechter Ausführung als hinreichend zu bewerten. Für andere Verfahren wie Verpressanker und Mikropfähle kann der hierdurch erzielte Bauteilwiderstand nicht in jedem Fall für längere Zielnutzungsdauern mit ausreichender Sicherheit genügen. Entsprechend gelten normative Einschränkungen zur Anwendbarkeit von Verpressankern und Mikropfählen in einer chemisch angreifenden Umgebung. Eine Übertragung der deskriptiven Vorgaben für Betone auf zementgebundene Baustoffe mit reduzierter oder nicht vorhandener Gesteinskörnung ist nicht trivial und erfordert weitere Überlegungen zur Einschätzung und Bewertung solcher Baustoffe. Grundsätzlich kann inerter Gesteinskörnung eine positive Wirkung im Hinblick auf den Widerstand gegenüber einem chemischen Angriff zugesprochen werden. Diese beruht zum einen auf der Reduzierung des Bindemittelgehalts und zum anderen auf der Verlängerung der Transportwege innerhalb der Baustoffmatrix.

Bei einer Einstufung in die Expositionsklasse XA aufgrund des chemischen Merkmales Sulfat wird im derzeit gültigen Normenwerk durch die Verwendung von SR-Zementen lediglich einer schädigenden Ettringitbildung begegnet. Grundsätzlich sind aber zudem carbonatische Bestandteile in den in dieser Expositions-klasse eingesetzten Baustoffen zwingend auszuschließen, um einer Schädigung durch die Bildung von Thaumasil entgegenzuwirken.

Im Hinblick auf die Notwendigkeit verstärkt klinkereffiziente Bindemittelsysteme zu verwenden, sind leistungs-basierte Bewertungsverfahren auch für die Expositions-klasse XA erforderlich. Neben den bereits zum Einsatz kommenden und etablierten Prüfverfahren des Sulfatwiderstandes, sind auch Prüfverfahren, welche den Säurewiderstand von zementgebundenen Baustoffen ermitteln, zu berücksichtigen. Die Ergebnisse der Leistungsfähigkeit dieser Baustoffe mittels Anwendung von Performance-Prüfungen sind im Hinblick auf die vorgesehenen Zielnutzungsdauern geplanter geotechnischer Elemente sowie die Übertragbarkeit des Prüfregimes auf komplexe Angriffsszenarien in natürlichen Grundwässern – ggf. im Einzel-fall bzw. projektspezifisch – zu prüfen. Die vermeintliche Erhöhung des chemischen Widerstandes durch Verringerung des Portlanditgehaltes des Baustoffes führt beim Angriff kalkaggressiver Kohlensäure bei-spielsweise nicht notwendigerweise zu einem erhöhten Widerstand. Für dieses Angriffsszenario mit kom-plexem, mehrstufigem Schädigungsmechanismus sind zusätzliche Überlegungen bei der Bewertung anzu-stellen. Es ist denkbar, dass die Prüfung des Carbonatisierungswiderstandes genutzt werden kann, um Bindemittel mit hoher Pufferkapazität für einen zeitlich begrenzten Einsatz von Verpressankern und Mikropfählen zu beurteilen.

Im experimentellen Teil dieser Arbeit wurden aus der Baustoff-Boden-Interaktion resultierende Einfluss-größen des Widerstandes gegenüber einem chemischen Angriff herausgearbeitet. Diese umfassen unter anderem die Abgabe von Anmachwasser und die sich daraus ergebende Reduzierung der Porosität ze-mentgebundener Baustoffe. Für geotechnische Elemente, bei denen insbesondere aufgrund der Herstel-lungsweise und der Baugrundbedingungen mit einer Filtration zu rechnen ist, können anhand gezielter Modifizierungen Bindemittelsysteme entwickelt werden, welche hinsichtlich der Partikelgrößenverteil-ung und Verpressbarkeit optimiert werden. Der in dieser Arbeit beschriebene einfache Versuchsaufbau zur Untersuchung des Verpressvorganges (siehe 6.3) kann herangezogen werden um Zementsuspensio-nen für die Herstellung von Verpressankern und Mikropfählen hinsichtlich der Erzielung möglichst gerin-ger $w/z_{\text{verpresst}}$ -Werte zu bewerten.

Weiterhin konnte der Einfluss niedriger Umgebungstemperaturen auf die Hydratations- und Porositäts-entwicklung von Portland- und Hochofenzementstein aufgezeigt werden. Die natürliche Nachbehandlung im Baugrund ist grundsätzlich als günstig mit Hinblick auf den Widerstand gegenüber einem chemischen Angriff zu bewerten. Die Untersuchungen haben weiterhin gezeigt, dass niedrige Baugrundtemperaturen und ein permanentes Wasserangebot ein ausgeprägtes Quellen des Zementsteins verursachen. Diese Vo-lumentzunahme kann einen Einflussfaktor auf die (zeitabhängige) Tragfähigkeit geotechnische Elemente insbesondere mit hohem Zementsteinanteil – in Abhängigkeit von den Baugrundbedingungen und Her-stellparametern – darstellen. Eine Berücksichtigung dieses potenziellen Effektes während der Nutzungsdauer geotechnischer Elemente ist jedoch aufgrund fehlender Kenntnisse über Abhängigkeiten und Zu-sammenhänge derzeit nicht ausreichend zuverlässig.

10.3 Offene Fragen und Ausblick

Die durchgeführten Einlagerungsversuche in einer chemisch angreifenden Umgebung durch kalkaggressive Kohlensäure konnten keinen erhöhten Widerstand von Hochofenzementen im Vergleich zu Portlandzementen während des (kurzen) Untersuchungszeitraums im Hinblick auf die festgestellten Einflusstiefen ermitteln. Dieses Ergebnis ist konträr zu aus der Literatur bekannten Erfahrungen aus Langzeituntersuchungen von Betonen mit hüttensandhaltigen Zementen in diesem Angriffsszenario. Bislang ungeklärt ist der Einfluss der unhydratisierten Hüttensandkörner in der mechanisch entfestigten Schicht auf das Tragverhalten. Offen bleibt die Frage, inwieweit der Widerstand durch den Einsatz von Gesteinskörnung im Beton und die damit einhergehende Reduzierung des Zementsteinanteiles erhöht werden kann. In diesem Zusammenhang ist auch der Einfluss der Gesteinskörnung auf den Verpressvorgang von Bedeutung, welcher im Rahmen dieser Arbeit nicht untersucht wurde. Denkbar ist die Erhöhung des Baustoffwiderstandes verpresster Verankerungselemente durch den Einsatz von Verpressmörteln mit inerter Gesteinskörnung.

Von weiterem Interesse ist der Widerstand anderer Bindemittelsysteme gegenüber dem Angriff kalkaggressiver Kohlensäure. Für künftige Untersuchungen eignet sich die Lagerung in freier Lösung, da hier zum einen eine höhere Reaktionsrate vorliegt und zum anderen der mechanisch entfestigte Bereich bei entsprechend behutsamer Probenpräparation erhalten bleiben kann. Für die Ermittlung der mechanisch entfestigten und chemisch-physikalisch veränderten Einflusstiefen eignet sich die lichtmikroskopische Untersuchung an Dünnschliffen. Denkbar ist auch die Entwicklung einer standardisierten Prüfmethode, welche die Abnahme der Härte über die Tiefe des Baustoffes infolge des Lösens festigkeitsbildender Phasen untersucht. Dies kann beispielsweise mithilfe eines Vicat-Gerätes ermittelt werden.

Weiterhin unbeantwortet ist die Frage, wie sich treibende Angriffsszenarien auf die Tragfähigkeit von geotechnischen Elementen auswirken. Im Spannungszustand des Bodens ist ein Abplatzen und eine ausgeprägte Rissbildung zwar nicht möglich, dennoch werden durch die Phasenneubildung die Integrität und der Verbund der Hydratphasen herabgesetzt. Damit verbunden ist ein Festigkeitsverlust, welcher sich negativ auf die äußere Tragfähigkeit auswirken kann. Bei Angriffsszenarien, welche mit einer oberflächlichen Phasenneubildung verbunden sind, ist ebenfalls unklar, inwieweit diese Prozesse sich auf das Tragverhalten auswirken. Beim Angriff durch Magnesium wird im Laborversuch beispielsweise die Bildung von Magnesiumhydroxid (Brucit) beobachtet. Diese Phasen können sich beim Angriff auf zementgebundene Baustoffe im Baugrund im unmittelbaren Porenraum des Bodens bilden und ggf. eine schützende Wirkung haben sowie die Bodenpartikel verkitten und verfestigen.

Die Untersuchungen zum Einfluss baugrundtypischer Umgebungstemperaturen haben neben den positiven Eigenschaften auf das Baustoffgefüge auch einen Einfluss auf das Quellverhalten von Zementstein aufgezeigt. Eine eindeutige Einflussgröße auf das Quellen konnte im Rahmen dieser Arbeit nicht ermittelt werden. Die Untersuchung des Quellverhaltens an weiteren Zementarten bzw. Bindemittelsystemen ist zu empfehlen. In einem nächsten Schritt erscheint die Entwicklung eines Modells zur Beschreibung des Quellverhaltens von Zementstein sinnvoll, welches materialspezifische Einflussfaktoren erfasst. Dieses Modell kann Eingang finden in die Bewertung des zeitabhängigen Tragverhaltens von beispielsweise Verpressankern und Mikropfählen. Für die bemessungstechnische Berücksichtigung einer möglichen zeitabhängigen Zunahme des Tragverhalten kann dieses baustoffspezifische Modell des Quellverhaltens neben bodenmechanischen und herstellbedingten Randbedingungen einen entscheidenden Bestandteil darstellen.

Literaturverzeichnis

- 7th ICCI International Congress on the Chemistry of Cement. Proceedings (1980). Paris, 30 June - 04 July. 4 Bände. Paris.
- Abo-El-Enein, S. A.; Daimon, M.; Ohsawa, S.; Kondo, R. (1974): Hydration of low porosity slag-lime pastes. In: *Cement and Concrete Research* 4 (2), S. 299–312.
- Abratis, J.; Frentzel-Schirmacher, A.; Pohl, M. (2022): Ein Blick auf die Herausforderungen beim Bau der 5. Schleusenammer in Brunsbüttel. In: *Bautechnik* 99 (5), S. 377–383.
- Achenbach, R.; Kraft, B.; Ludwig, H.-M.; Raupach, M. (2021): Dauerhaftigkeitseigenschaften von alternativen Bindemitteln. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 116 (10), S. 775–785.
- ACI 318-19, Building code requirements for structural concrete. Farmington Hills, MI.
- Acker, P. (2004): Swelling, shrinkage and creep: a mechanical approach to cement hydration. In: *Materials and Structures* 37 (4), S. 237–243.
- Ahmad, S.; Azad, A. K. (2013): An exploratory study on correlating the permeability of concrete with its porosity and tortuosity. In: *Advances in Cement Research* 25 (5), S. 288–294.
- Aïtcin, P.-C. (1999): Does concrete shrink or does it swell? In: *Concrete International* 21 (12), S. 77–80.
- Aïtcin, P.-C. (2019): The influence of the water/cement ratio on the sustainability of concrete. In: Liska, M., Hewlett, P. C. und Lea, F. M. (Hg.): *Lea's chemistry of cement and concrete*. Fifth edition. Oxford: Butterworth-Heinemann, S. 807–826.
- Alarcon-Ruiz, L.; Platret, G.; Massieu, E.; Ehlacher, A. (2005): The use of thermal analysis in assessing the effect of temperature on a cement paste. In: *Cement and Concrete Research* 35 (3), S. 609–613.
- Aldridge, L. P. (1982): Accuracy and precision of phase analysis in portland cement by Bogue, microscopic and X-ray diffraction methods. In: *Cement and Concrete Research* 12 (3), S. 381–398.
- Alexander, M.; Bertron, A.; Belie, N. de (Hg.) (2013): Performance of cement-based materials in aggressive aqueous environments. State-of-the-Art Report, RILEM TC 211 - PAE. Dordrecht: Springer (RILEM State-of-the-Art Reports, 10).
- Aligizaki, K. K. (2006): Pore structure of cement-based materials. Testing, interpretation and requirements. London: Taylor & Francis (Modern concrete technology series, 12).
- Alonso, E. E.; Ramon, A. (2013): Massive sulfate attack to cement-treated railway embankments. In: *Géotechnique* 63 (10), S. 857–870.
- Amelung, W.; Blume, H.-P.; Fleige, H.; Horn, R.; Kandeler, E.; Kögel-Knabner, I. et al. (2018): *Scheffer/Schachtschabel Lehrbuch der Bodenkunde*. Unter Mitarbeit von Gaiser, T., Gauer, J., Stoppe, N., Thiele-Bruhn, S. und Welp, G. 17. Aufl. Berlin: Springer Spektrum.
- Amin, M.; Bassuoni, M. T. (2018): Performance of concrete with blended binders in ammonium-sulphate solution. In: *Journal of Sustainable Cement-Based Materials* 7 (1), S. 15–37.
- Archie, G. E. (1942): The electrical resistivity log as an aid in determining some reservoir characteristics. In: *Transactions of the AIME* 146 (01), S. 54–62.
- Arwanitaki, A. (2009): Über das Kontaktverhalten zwischen einer Zweiphasenschlitzwand und nichtbindigen Böden. Dissertation. Ruhr-Universität Bochum. Bochum.
- Arwanitaki, A.; König, D.; Triantafyllidis, T. (2007): Zum Kontaktverhalten zwischen suspensionsgestützten Ort betonwänden und dem anstehenden Boden. In: *Bautechnik* 84 (11), S. 781–792.
- Ashraf, W.; Tian, N. (2016): Nanoindentation assisted investigation on the viscoelastic behavior of carbonated cementitious matrix: Influence of loading function. In: *Construction and Building Materials* 127, S. 904–917.

- ASTM C1012-15, Standard test method for length change of hydraulic-cement mortars exposed to a sulfate solution. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- ASTM C1157-23, Standard performance specification for hydraulic cement.
- ASTM C150-22, Standard specification for Portland cement.
- ASTM C595-23, Standard specification for blended hydraulic cements.
- Atkinson, A.; Nickerson, A. K. (1984): The diffusion of ions through water-saturated cement. In: *Journal of Materials Science* 19 (9), S. 3068–3078.
- Auskern, A.; Horn, W. (1973): Capillary porosity in hardened cement paste. In: *Journal of Testing and Evaluation* 1 (1), S. 74–79.
- Azad, V. J.; Li, C.; Verba, C.; Ideker, J. H.; Isgor, O. B. (2016): A COMSOL–GEMS interface for modeling coupled reactive-transport geochemical processes. In: *Computers & Geosciences* 92, S. 79–89.
- Backes, H.-P.; Schubert, P. (1983): Einfluß von Flugaschezusatz auf den Korrosionswiderstand von Zementmörtel gegenüber kalklösender Kohlensäure. Abschlußbericht F 143. Aachen (Forschungsbericht / Institut für Bauforschung der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen).
- Bahafid, S.; Ghabezloo, S.; Duc, M.; Faure, P.; Sulem, J. (2017): Effect of the hydration temperature on the microstructure of Class G cement: C-S-H composition and density. In: *Cement and Concrete Research* 95, S. 270–281.
- Bahafid, S.; Ghabezloo, S.; Faure, P.; Duc, M.; Sulem, J. (2018): Effect of the hydration temperature on the pore structure of cement paste: Experimental investigation and micromechanical modelling. In: *Cement and Concrete Research* 111, S. 1–14.
- Bajza, A. (1983): Structure of compacted cement pastes. In: *Cement and Concrete Research* 13 (2), S. 239–245.
- Bajza, A. (1992): Corrosion of hardened cement pastes by formic acid solutions. In: International Cement Microscopy Association (Hg.): Proceedings of the Fourteenth Annual International Conference on Cement Microscopy. Costa Mesa, CA, 6-9 April. International Cement Microscopy Association, S. 402–408.
- Baldissera, A. F.; Schütz, M. K.; Vecchia, F. D.; Seferin, M.; Ligabue, R.; Menezes, S. C.; Einloft, S. (2017): Epoxy-modified Portland cement. Effect of the resin hardener on the chemical degradation by carbon dioxide. In: *Energy Procedia* 114, S. 5256–5265.
- Ballim, Y.; Alexander, M. G. (1990): Carbonic acid water attack of Portland cement based matrices. In: Dhir, R. K. und Green, J. W. (Hg.): Protection of concrete. Proceedings of the international conference, held at the University of Dundee, Scotland, UK, on 11 - 13 September 1990. 1. ed. London: Spon, S. 82–91.
- Balonis, M.; Glasser, F. P. (2009): The density of cement phases. In: *Cement and Concrete Research* 39 (9), S. 733–739.
- Bao, H.; Xu, G.; Yu, M.; Wang, Q.; Li, R.; Saafi, M.; Ye, J. (2022): Evolution of ITZ and its effect on the carbonation depth of concrete under supercritical CO₂ condition. In: *Cement and Concrete Composites* 126, S. 104336.
- Baquerizo, L. G.; Matschei, T.; Scrivener, K. L.; Saeidpour, M.; Thorell, A.; Wadsö, L. (2014): Methods to determine hydration states of minerals and cement hydrates. In: *Cement and Concrete Research* 65, S. 85–95.
- Baquerizo, L. G.; Matschei, T.; Scrivener, K. L.; Saeidpour, M.; Wadsö, L. (2015): Hydration states of AFm cement phases. In: *Cement and Concrete Research* 73, S. 143–157.
- Baroghel-Bouny, V.; Mounanga, P.; Khelidj, A.; Loukili, A.; Rafai, N. (2006): Autogenous deformations of cement pastes: Part II. W/C effects, micro–macro correlations, and threshold values. In: *Cement and Concrete Research* 36 (1), S. 123–136.
- Basista, M.; Weglewski, W. (2009): Chemically assisted damage of concrete. A model of expansion under external sulfate attack. In: *International Journal of Damage Mechanics* 18 (2), S. 155–175.
- Bassuoni, M. T.; Nehdi, M. L. (2007): Resistance of self-consolidating concrete to sulfuric acid attack with consecutive pH reduction. In: *Cement and Concrete Research* 37 (7), S. 1070–1084.
- Bassuoni, M. T.; Nehdi, M. L. (2012): Resistance of self-consolidating concrete to ammonium sulphate attack. In: *Materials and Structures* 45 (7), S. 977–994.

- Bazzoni, A. (2014): Study of early hydration mechanisms of cement by means of electron microscopy. Dissertation. EPFL. Lausanne.
- Beaudoin, J. J.; Brown, P. W. (1992): The structure of hardened cement paste. In: National council for cement and building materials (Hg.): 9th ICCI International Congress of Chemistry of Cement. Proceedings, I. New Dehli, India. National council for cement and building materials. 6 Bände, S. 485–525.
- Beaudoin, J.; Odler, I. (2019): Hydration, setting and hardening of Portland cement. In: Liska, M., Hewlett, P. C. und Lea, F. M. (Hg.): Lea's chemistry of cement and concrete. Fifth edition. Oxford: Butterworth-Heinemann, S. 157–250.
- Beckhaus, K.; Larisch, M. (2013): Bohrpfahlbeton – Neue Bewertung der Verarbeitbarkeit. In: Zahlmann, J., Stahlmann, J. und Sychla, H. (Hg.): Pfahl-Symposium. Fachseminar: 21./22. Februar 2013. Braunschweig (Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, 96).
- Beckhaus, K.; Lesemann, H.; Quillfeldt, M. von (2015): Bauweisen im Untergrund und ihre Auswirkungen auf das Grundwasser. In: Remspecher, F. und Savidis, S. A. (Hg.): Vorträge zum 11. Hans-Lorenz-Symposium. Berlin 2015. Unter Mitarbeit von Lorenz, H. Aachen: Shaker (Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin, Heft Nr. 68), S. 69–84.
- Beckhaus, K.; Vogt, N.; Gehlen, C. (2005): Geringe Betondeckung bei bewehrten Bohrpfählen - immer ein Schadensfall? In: Vorträge zum 12. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 17. März 2005. Darmstadt (Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, 71), S. 221–232.
- Beckhoff, B.; Kanngießler, B.; Langhoff, N.; Wedell, R.; Wolff, H. (2006): Handbook of practical x-ray fluorescence analysis. Berlin Heidelberg: Springer-Verlag GmbH.
- Beddoe, R. E. (2016): Modelling acid attack on concrete. Part II. A computer model. In: *Cement and Concrete Research* 88, S. 20–35.
- Beddoe, R. E.; Dorner, H. W. (2005): Modelling acid attack on concrete. Part I. The essential mechanisms. In: *Cement and Concrete Research* 35 (12), S. 2333–2339.
- Belie, N. de (2013): General considerations. In: Alexander, M., Bertron, A. und Belie, N. de (Hg.): Performance of cement-based materials in aggressive aqueous environments. State-of-the-Art Report, RILEM TC 211 - PAE. Dordrecht: Springer (RILEM State-of-the-Art Reports, 10), S. 221–234.
- Bell, A. M.; Buchinger, S. (2022): Ökotoxikologische Wirksamkeit freigesetzter Stoffe aus Beton. Hg. v. BMDV Expertennetzwerk (Forschungsergebnisse kompakt).
- Bellmann, F.; Möser, B.; Stark, J. (2006): Influence of sulfate solution concentration on the formation of gypsum in sulfate resistance test specimen. In: *Cement and Concrete Research* 36 (2), S. 358–363.
- Bellmann, F.; Stark, J. (2006): Bildungsbedingungen von Thaumasit beim Sulfatangriff auf Beton. In: F. A. Finger-Institut für Baustoffkunde (Hg.): Tagungsbericht, Band 2. Unter Mitarbeit von Fischer, H.-B. 16. Internationale Baustofftagung Ibausil. Weimar, 20.-23. September. F. A. Finger-Institut für Baustoffkunde; Bauhaus-Universität Weimar. 2 Bände (Band 2), S. 501–508.
- Bellmann, F.; Stark, J. (2008): The role of calcium hydroxide in the formation of thaumasite. In: *Cement and Concrete Research* 38 (10), S. 1154–1161.
- Benedix, R. (2020): Bauchemie. Einführung in die Chemie für Bauingenieure und Architekten. 7. Aufl. Wiesbaden: Springer Vieweg (Springer eBook Collection).
- Bensted, J. (2000): Mechanism of thaumasite sulphate attack in cements, mortars and concretes. In: *ZKG International* 53 (12), S. 704–709.
- Bensted, J. (2003): Thaumasite—direct, woodfordite and other possible formation routes. In: *Cement and Concrete Composites* 25 (8), S. 873–877.
- Bensted, J.; Rbrough, A.; Page, M. M. (2007): Chemical degradation of concrete. In: Page, C. L. und Page, M. M. (Hg.): Durability of concrete and cement composites. Cambridge: Woodhead and Maney on behalf of Institute of Materials Minerals & Mining (Woodhead publishing in materials), S. 86–135.

- Bentur, A.; Ben-Bassat, M. (1993): Durability of High Performance Concrete in Highly Concentrated Magnesium Solutions. In: Nagataki, S., Nireki, T. und Tomosawa, F. (Hg.): Durability of building materials and components. Proceedings of the international conference held in Omiya, Japan 26 - 29 October 1993. 2 Bände. London: Spon, S. 1021–1030.
- Bentur, A.; Berger, R. L.; Kung, J. H.; Milestone, N. B.; Young, J. F. (1979): Structural properties of calcium silicate pastes: II, Effect of curing temperature. In: *Journal of the American Ceramic Society* 62 (7-8), S. 362–366.
- Bentz, D.; Jensen, O.; Coats, A.; Glasser, F. (2000): Influence of silica fume on diffusivity in cement-based materials. I. Experimental and computer modeling studies on cement pastes. In: *Cement and Concrete Research* 30 (6), S. 953–962.
- Bentz, D. P.; Stutzman, P. E. (1994): Evolution of porosity and calcium hydroxide in laboratory concretes containing silica fume. In: *Cement and Concrete Research* 24 (6), S. 1044–1050.
- Berger, R. L.; McGregor, J. D. (1973): Effect of temperature and water-solid ratio on growth of $\text{Ca}(\text{OH})_2$ crystals formed during hydration of Ca_3SiO_5 . In: *Journal of the American Ceramic Society* 56 (2), S. 73–79.
- Bergschneider, B. (2002): Zur Reichweite beim Düsenstrahlverfahren im Sand. Aachen: Shaker (Bodenmechanik und Grundbau, 24).
- Bernard, E.; Lothenbach, B.; Le Goff, F.; Pochard, I.; Dauzères, A. (2017): Effect of magnesium on calcium silicate hydrate (C-S-H). In: *Cement and Concrete Research* 97, S. 61–72.
- Berner, U. R. (1988): Modelling the incongruent dissolution of hydrated cement minerals. In: *Radiochimica Acta* 44-45 (2), S. 387–394.
- Berodier, E.; Bizzozero, J.; Muller, A. C. A. (2016): Mercury intrusion porosimetry. In: Scrivener, K., Snellings, R. und Lothenbach, B. (Hg.): A practical guide to microstructural analysis of cementitious materials. Boca Raton, London, New York: CRC Press, S. 419–444.
- Berodier, E. M. J. (2015): Impact of the supplementary cementitious materials on the kinetics and microstructural development of cement hydration. Dissertation. EPFL. Lausanne.
- Biczók, I. (1968): Betonkorrosion - Betonschutz. 6. Aufl. Wiesbaden, Berlin: Bauverlag.
- Bijen, J.; Wegen, G. van der (1994): Swelling of concrete in deep seawater. In: Malhotra, V. M. (Hg.): Durability of concrete. Proceedings Third CANMET - ACI International Conference. Nice, France 1994 (ACI Symposium Paper, 145), S. 389–408.
- Blask, O. (2002): Zur Rheologie von polymermodifizierten Bindemittelleimen und Mörtelsystemen. Dissertation. Universität Gesamthochschule-Siegen. Siegen.
- Boel, V.; Audenaert, K.; Schutter, G. de (2008): Gas permeability and capillary porosity of self-compacting concrete. In: *Matériaux et Construction* 41 (7), S. 1283–1290.
- Bogue, R. H. (1929): Calculation of the compounds in Portland cement. In: *Industrial & Engineering Chemistry Analytical Edition* 1 (4), S. 192–197.
- Böhle, B.; Pulsfort, M. (2014): Suspensionsgestützte und verrohrte Herstellung von Bohrpfehlen und deren Auswirkungen auf das Betonfließverhalten. In: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (Hg.): Vorträge der 33. Baugrundtagung. Berlin, 23.-26. September. Essen: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, S. 203–209.
- Bohnet, M. (Hg.) (2004): Mechanische Verfahrenstechnik. Weinheim: Wiley-VCH.
- Böing, R.; Bolzmann, P.; Hüttl, R.; Rieck, C. (2011): Beton mit erhöhtem Säurewiderstand für ein Schleusenbauwerk in der Lausitz. Anforderungen, Prüfungen und Bauausführung. In: *Beton* 61 (11), S. 448–453.
- Boley, C. (Hg.) (2012): Handbuch Geotechnik. 1. Aufl. Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag.
- Bollmann, K. (2000): Ettringitbildung in nicht wärmebehandelten Betonen. Dissertation. Bauhaus-Universität Weimar. Weimar.
- Bonakdar, A.; Mobasher, B.; Chawla, N. (2012): Diffusivity and micro-hardness of blended cement materials exposed to external sulfate attack. In: *Cement and Concrete Composites* 34 (1), S. 76–85.
- Bonen, D. (1992): Composition and appearance of magnesium silicate hydrate and its relation to deterioration of cement-based materials. In: *Journal of the American Ceramic Society* 75 (10), S. 2904–2906.

- Bonen, D.; Cohen, M. D. (1992): Magnesium sulfate attack on portland cement paste-I. Microstructural analysis. In: *Cement and Concrete Research* 22 (1), S. 169–180.
- Borges, P. H.; Costa, J. O.; Milestone, N. B.; Lynsdale, C. J.; Streatfield, R. E. (2010): Carbonation of CH and C–S–H in composite cement pastes containing high amounts of BFS. In: *Cement and Concrete Research* 40 (2), S. 284–292.
- Bosold, D. (2011): Maßnahmen gemäß Regelwerken – Vorgehensweise bei Expositionsclassen XA. In: Müller, H. S., Nolting, U. und Haist, M. (Hg.): Schutz und Widerstand durch Betonbauwerke bei chemischem Angriff. 8. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung. Karlsruhe, 17. März. Karlsruher Institut für Technologie. Karlsruhe: KIT Scientific Publishing, S. 29–32.
- Brameshuber, W.; Lin, X.; Vollpracht, A. (2014): Auslaugverhalten von Zementsuspensionen. Forschungsbericht F 7093. Abschlussbericht. Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag (Bauforschung, T 3309).
- Brameshuber, W.; Vollpracht, A. (2009): Umweltverträglichkeit von mineralischen Baustoffen. In: *Mauerwerk* 13 (4), S. 190–194.
- Branch, J. L.; Epps, R.; Kosson, D. S. (2018): The impact of carbonation on bulk and ITZ porosity in microconcrete materials with fly ash replacement. In: *Cement and Concrete Research* 103, S. 170–178.
- Brand, J. (1988): Zum Einfluss der Korngrößenverteilung von Hüttensand und Klinker auf die Eigenschaften von Hochofenzementen. Dissertation. RWTH Aachen. Aachen.
- Bratton, J. F.; Böhlke, J. K.; Krantz, D. E.; Tobias, C. R. (2009): Flow and geochemistry of groundwater beneath a back-barrier lagoon: The subterranean estuary at Chincoteague Bay, Maryland, USA. In: *Marine Chemistry* 113 (1-2), S. 78–92.
- Breit, W. (2004): Säurewiderstand von Beton. In: Thielen, G. (Hg.): Betontechnische Berichte. 2001-2003. Düsseldorf: Verlag Bau+Technik, S. 181–190.
- Breitenbücher, R. (2012): Bewertung der Dauerhaftigkeit von zementgebundenen Düsenstrahlpfählen. Projekt: 5. Schleusenammer Brunsbüttel. Lehrstuhl für Baustofftechnik, Ruhr-Universität Bochum. Bochum (Gutachterliche Stellungnahme, B 082/2012).
- Breitenbücher, R.; Bäcker, J.; Kunz, S.; Ehrenberg, A.; Gerten, C. (2018): Optimizing the acid resistance of concrete with granulated blast-furnace slag. In: *MATEC Web of Conferences* 199, S. 2001.
- Breitenbücher, R. (Hg.) (2006): Sachstandbericht - Sulfatangriff auf Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. 1. Aufl. Berlin: Beuth (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 554).
- Breitenbücher, R.; Wisotzky, F. (2005): Betonbauwerke im Boden - sind sie heute mehr gefährdet? Bewertung des chemischen Angriffspotentials und Maßnahmen zur Vermeidung von Schäden. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 100 (8), S. 686–692.
- Breitenbücher, R.; Wisotzky, F.; Eisenberg, V.; Siebert, B. (2009): Betonangriff in eisendisulfidhaltigen Böden. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 104 (5), S. 289–301.
- Breton, D.; Carles-Gibergues, A.; Ballivy, G.; Grandet, J. (1993): Contribution to the formation mechanism of the transition zone between rock-cement paste. In: *Cement and Concrete Research* 23 (2), S. 335–346.
- Brooks, J. J. (2005): 30-year creep and shrinkage of concrete. In: *Magazine of Concrete Research* 57 (9), S. 545–556.
- Brooks, J. J. (2015): Shrinkage of Concrete. In: Brooks, J. J. (Hg.): Concrete and masonry movements. Oxford, UK: Butterworth-Heinemann, S. 137–185.
- Brouwers, H. (2004): The work of Powers and Brownyard revisited: Part 1. In: *Cement and Concrete Research* 34 (9), S. 1697–1716.
- Brouwers, H. J. H. (2003): Chemical reactions in hydrated ordinary Portland cement based on the work by Powers and Brownyard. In: Stark, J. (Hg.): Tagungsbericht, Bd. 1. Unter Mitarbeit von Fischer, H.-B. 15. Internationale Baustofftagung ibausil. Weimar, 24.-27. September. F. A. Finger-Institut für Baustoffkunde; Bauhaus-Universität Weimar. 2 Bände (1), S. 553–566.
- Brown, D. A.; Schindler, A. K.; Bailey, J. D.; Goldberg, A. D.; Camp, W. M.; Holley, D. W. (2007): Evaluation of self-consolidating concrete for drilled shaft applications at Lumber River bridge project, South Carolina. In: *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* 2020 (1), S. 67–75.

- Brown, P.; Hooton, R. D. (2002): Ettringite and thaumasite formation in laboratory concretes prepared using sulfate-resisting cements. In: *Cement and Concrete Composites* 24 (3-4), S. 361–370.
- Brown, P. W.; Doerr, A. (2000): Chemical changes in concrete due to the ingress of aggressive species. In: *Cement and Concrete Research* 30 (3), S. 411–418.
- Bruckmann, J. (2004): Einfluss der Rohstoffauswahl auf die Eigenschaften von hüttensandhaltigen Zementen. In: *Beton-Informationen* 44 (2/3), S. 29–36.
- Bruder, S. (2007): Adaptive Modellierung der Dauerhaftigkeit im Zuge der Überwachung von Betonbauwerken. Dissertation. Braunschweig: IBMB (Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (IBMB), TU Braunschweig, Heft 196).
- Brueckner, R. (2008): Accelerating the thaumasite form of sulfate attack and an investigation of its effects on skin friction. Dissertation. University of Birmingham. Birmingham.
- Brueckner, R.; Williamson, S. J.; Clark, L. A. (2012): The effects of the thaumasite form of sulfate attack on skin friction at the concrete/clay interface. In: *Cement and Concrete Research* 42 (2), S. 424–430.
- Buckingham, E. (1907): Studies on the movement of soil moisture. In: *U. S. Dept. Agric. Bur. Soils Bull.* 38.
- Buenfeld, N. R.; Newman, J. B. (1986): The development and stability of surface layers on concrete exposed to sea-water. In: *Cement and Concrete Research* 16 (5), S. 721–732.
- Building Research Establishment (2005): Concrete in aggressive ground. 3. ed. Garston, Watford: BRE (BRE special digest, SD 1).
- Bullard, J. W.; Jennings, H. M.; Livingston, R. A.; Nonat, A.; Scherer, G. W.; Schweitzer, J. S. et al. (2011): Mechanisms of cement hydration. In: *Cement and Concrete Research* 41 (12), S. 1208–1223.
- Bund-/Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (2016): Ableitung von Geringfügigkeitsschwellenwerten für das Grundwasser. Hg. v. Bund-/Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA). Deutsches Institut für Bautechnik. Stuttgart.
- Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.) (2020): Schleuse Zerben, Bohrpfahl. Freigelegter Bohrpfahl als Stütze für die Stahlbetonsteifen im Bereich der Kammeraufweitung. Online verfügbar unter https://www.flickr.com/photos/bundesanstalt_fuer_wasserbau/49355850953/in/album-72157712590313643/, zuletzt geprüft am 07.02.2024.
- Bunke, N. (1991): Prüfung von Beton. Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048. Berlin: Beuth (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 422).
- Burg, R. (2011): Gründungskonstruktionen in chemisch angreifender Umgebung. In: Müller, H. S., Nolting, U. und Haist, M. (Hg.): Schutz und Widerstand durch Betonbauwerke bei chemischem Angriff. 8. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung. Karlsruhe, 17. März. Karlsruher Institut für Technologie. Karlsruhe: KIT Scientific Publishing, S. 39–44.
- Bürger, R.; Concha, F.; H. Karlsen, K. (2001): Phenomenological model of filtration processes: 1. Cake formation and expression. In: *Chemical Engineering Science* 56 (15), S. 4537–4553.
- Burwell, R. L., Jr. (1976): Manual of symbols and terminology for physicochemical quantities and units - Appendix II. Definitions, Terminology and Symbols in Colloid and Surface Chemistry. Part II: Heterogeneous catalysis. In: *Pure and Applied Chemistry* 46 (1), S. 71–90.
- Busch, K.-F.; Luckner, L. (1974): Geohydraulik für Studium und Praxis. 2. Aufl. Stuttgart: Ferdinand Enke Verlag.
- Cao, H. T.; Bucea, L.; Ray, A.; Yozghatlian, S. (1997): The effect of cement composition and pH of environment on sulfate resistance of Portland cements and blended cements. In: *Cement and Concrete Composites* 19 (2), S. 161–171.
- Carde, C.; Escadeillas, G.; François, A. H. (1997): Use of ammonium nitrate solution to simulate and accelerate the leaching of cement pastes due to deionized water. In: *Magazine of Concrete Research* 49 (181), S. 295–301.
- Caré, S. (2003): Influence of aggregates on chloride diffusion coefficient into mortar. In: *Cement and Concrete Research* 33 (7), S. 1021–1028.
- Casanova, I.; Aguado, A.; Agulló, L. (1997): Aggregate expansivity due to sulfide oxidation — II. Physico-chemical modeling of sulfate attack. In: *Cement and Concrete Research* 27 (11), S. 1627–1632.

- Casanova, I.; Agulló, L.; Aguado, A. (1996): Aggregate expansivity due to sulfide oxidation — I. Reaction system and rate model. In: *Cement and Concrete Research* 26 (7), S. 993–998.
- CEN/TR 15868:2018-12, Survey on provisions valid in the place of use used in conjunction with the European concrete standard and developing practice.
- Černák, B.; Dvořák, A.; Hlavaček, J.; Klein, K.; Petrášek, J. (1973): New approaches to problems of bearing capacity and settlement of piles. In: Eight International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Proceedings, Bd. 2. Moskau. 2 Bände, S. 67–74.
- Chabreli, A. (2010): Mechanisms of degradation of concrete by external sulfate ions under laboratory and field conditions. Dissertation. École polytechnique fédérale de Lausanne.
- Chatterji, S. (2004): An explanation for the unsaturated state of water stored concrete. In: *Cement and Concrete Composites* 26 (1), S. 75–79.
- Chatterji, S.; Thaulow, N. (1997): Unambiguous demonstration of destructive crystal growth pressure. In: *Cement and Concrete Research* 27 (6), S. 811–816.
- Chen, C.; Leng, W.; Yang, Q.; Dong, J.; Xu, F.; Ruan, B. (2022a): Effect of a filter cake on shear behavior of sand-concrete pile interface. In: *Journal of Central South University* 29 (6), S. 2019–2032.
- Chen, J. J.; Sorelli, L.; Vandamme, M.; Ulm, F.-J.; Chanvillard, G. (2010): A coupled nanoindentation/SEM-EDS study on low water/cement ratio Portland cement paste: Evidence for C-S-H/Ca(OH)₂ nanocomposites. In: *Journal of the American Ceramic Society*.
- Chen, W.; Brouwers, H. J. H. (2007): The hydration of slag, part 2: reaction models for blended cement. In: *Journal of Materials Science* 42 (2), S. 444–464.
- Chen, X.; He, Z.; Cai, X.; Zhao, R.; Hu, L.; Chen, H. (2022b): Abrasion resistance of cement paste with granulated blast furnace slag and its relations to microhardness and microstructure. In: *Journal of Wuhan University of Technology-Material Science* 37 (3), S. 410–415.
- Chen, Y.; Odler, I. (1992): The progress of Portland cement hydration: Effect of clinker composition. In: National council for cement and building materials (Hg.): 9th ICCI International Congress of Chemistry of Cement. Proceedings, IV. New Dehli, India. National council for cement and building materials. 6 Bände, S. 24–30.
- Christensen, B. J.; Mason, T. O.; Jennings, H. M. (1996): Comparison of measured and calculated permeabilities for hardened cement pastes. In: *Cement and Concrete Research* 26 (9), S. 1325–1334.
- Clark, L. A.; Building Research Establishment; Thaumassite Expert Group (2002): Thaumassite Expert Group Report. Review after three years experience. Hg. v. Departement of Environment, Transport and the Regions. London.
- Clauser, C. (Hg.) (2003): Numerical simulation of reactive flow in hot aquifers. SHEMAT and processing SHEMAT. Berlin, Germany, Heidelberg, Germany: Springer.
- Cook, R. A.; Hover, K. C. (1991): Experiments on the contact angle between mercury and hardened cement paste. In: *Cement and Concrete Research* 21 (6), S. 1165–1175.
- Cook, R. A.; Hover, K. C. (1993): Mercury porosimetry of cement-based materials and associated correction factors. In: *Construction and Building Materials* 7 (4), S. 231–240.
- Cook, R. A.; Hover, K. C. (1999): Mercury porosimetry of hardened cement pastes. In: *Cement and Concrete Research* 29 (6), S. 933–943.
- Crammond, N. (2003): The thaumasite form of sulfate attack in the UK. In: *Cement and Concrete Composites* 25 (8), S. 809–818.
- Crumbie, A.; Walenta, G.; Füllmann, T. (2006): Where is the iron? Clinker microanalysis with XRD Rietveld, optical microscopy/point counting, Bogue and SEM-EDS techniques. In: *Cement and Concrete Research* 36 (8), S. 1542–1547.
- Cuesta, A.; Santacruz, I.; Sanfélix, S. G.; Fauth, F.; Aranda, M.; La Torre, A. G. de (2015): Hydration of C₄AF in the presence of other phases: A synchrotron X-ray powder diffraction study. In: *Construction and Building Materials* 101, S. 818–827.
- Cui, L.; Cahyadi, J. H. (2001): Permeability and pore structure of OPC paste. In: *Cement and Concrete Research* 31 (2), S. 277–282.

- Czernin, W. (1956): Über die Schrumpfung des erhärtenden Zementes. In: *ZKG* 9, S. 525–530.
- Czernin, W. (1977): *Zementchemie für Bauingenieure*. Wiesbaden: Bauverlag.
- DAfStb-Richtlinie:2019-08, Anforderungen an die Ausgangsstoffe zur Herstellung von Beton nach DIN EN 206-1 in Verbindung mit DIN 1045-2. Berlin: Beuth.
- DAfStb-Richtlinie:2020-06, Bestimmung der Freisetzung umweltrelevanter Stoffe aus zementgebundenen Baustoffen in der dynamischen Oberflächenauslaugprüfung. Berlin: Beuth.
- Daimon, M.; Abo-El-Enein, S. A.; Rosara, G.; Goto, S.; Kondo, R. (1977): Pore structure of calcium silicate hydrate in hydrated tricalcium silicate. In: *Journal of the American Ceramic Society* 60 (3-4), S. 110–114.
- Damidot, D.; Glasser, F. P. (1993): Thermodynamic investigation of the $\text{CaO-Al}_2\text{O}_3\text{-CaSO}_4\text{-H}_2\text{O}$ system at 25°C and the influence of Na_2O . In: *Cement and Concrete Research* 23 (1), S. 221–238.
- Darcy, H. (1856): *Les fontaines publiques de la ville Dijon*. Paris: Dalmont.
- DBV Merkblatt Chemischer Angriff, Prüfung:2017-05, Chemischer Angriff auf Beton - Empfehlungen zur Prüfung und Bewertung. Berlin: Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein.
- DBV-Merkblatt Chemischer Angriff:2014-07, Chemischer Angriff auf Betonbauwerke. Berlin: Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein.
- De Moraes Filho, J. E. (Hg.) (1986): 8th ICCI International Congress on the Chemistry of Cement. Proceedings. Special reports. Rio de Janeiro, 22-27 September. 6 Bände.
- Dehn, F. (2018): Bemessungsrelevante Kennwerte zukünftiger Betone und deren Abbildung in Regelwerken. In: Nolting, U., Dehn, F., Haist, M. und Link, J. (Hg.): *Betone der Zukunft. Herausforderungen und Chancen*. Unter Mitarbeit von Achternbosch, M., Adams, R. und Beuntner, N. 14. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung. Karlsruhe, 21. März. Karlsruher Institut für Technologie (KIT). Karlsruhe: KIT Scientific Publishing, S. 75–80.
- Delagrave, A.; Marchand, J.; Pigeon, M. (1998): Influence of microstructure on the tritiated water diffusivity of mortars. In: *Advanced Cement Based Materials* 7 (2), S. 60–65.
- Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (Hg.) (2013): Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle". EA-Pfähle. 2. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn.
- Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (2007): Hüttensandmehl als Betonzusatzstoff. Sachstand und Szenarien für die Anwendung in Deutschland ; Sachstandsbericht. 1. Aufl. Berlin: Beuth (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 569).
- Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein (2017): Chemischer Angriff auf Beton - Prüfverfahren zur Bewertung des Säurewiderstandes. Unter Mitarbeit von Siebert, B. Hg. v. Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein. Berlin (DBV-Heft, 41).
- Deutsches Institut für Bautechnik (17.01.2022): Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen. MVV TB, vom 2021/1.
- Deutsches Institut für Bautechnik (2009a): Grundsätze zur Bewertung der Auswirkungen von Bauprodukten auf Boden und Grundwasser. Teil I. In: *DIBt Mitteilungen* 40 (4), S. 116–134.
- Deutsches Institut für Bautechnik (2009b): Grundsätze zur Bewertung der Auswirkungen von Bauprodukten auf Boden und Grundwasser. Teil II, Teil III. In: *DIBt Mitteilungen* 40 (5), S. 169–179.
- Deutsches Institut für Bautechnik (2011): Grundsätze zur Bewertung der Auswirkungen von Bauprodukten auf Boden und Grundwasser*. Teil II. In: *DIBt Mitteilungen* 42 (6), S. 196–212.
- Diamond, S. (1986): The microstructure of cement paste in concrete. In: De Moraes Filho, J. E. (Hg.): 8th ICCI International Congress on the Chemistry of Cement. Proceedings. Special reports, Bd. 1. Rio de Janeiro, 22-27 September. 6 Bände, S. 122–147.
- Diamond, S. (2000): Mercury porosimetry: An inappropriate method for the measurement of pore size distributions in cement-based materials. In: *Cement and Concrete Research* 30 (10), S. 1517–1525.
- Diamond, S. (2004): The microstructure of cement paste and concrete—a visual primer. In: *Cement and Concrete Composites* 26 (8), S. 919–933.

- Diamond, S.; Huang, J. (2001): The ITZ in concrete – a different view based on image analysis and SEM observations. In: *Cement and Concrete Composites* 23 (2-3), S. 179–188.
- DIN 1045-1:2023-08, Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Planung, Bemessung und Konstruktion. Berlin: Beuth.
- DIN 1045-1000:2023-08, Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1000: Grundlagen und Betonbauqualitätsklassen (BBQ). Berlin: Beuth.
- DIN 1045-2:2008-08, Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1. Berlin: Beuth.
- DIN 1045-2:2023-08, Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton. Berlin: Beuth.
- DIN 1045-3 Berichtigung 1:2013-07, Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 3: Bauausführung – Anwendungsregeln zu DIN EN 13670. Berlin: Beuth.
- DIN 1045-3:2012-03, Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 3: Bauausführung – Anwendungsregeln zu DIN EN 13670. Berlin: Beuth.
- DIN 1045-3:2023-08, Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 3: Bauausführung. Berlin: Beuth.
- DIN 1045-4:2023-08, Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 4: Betonfertigteile - Allgemeine Regeln. Berlin: Beuth.
- DIN 1054:2021-04, Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1. Berlin: Beuth.
- DIN 18130-1:1998-05, Baugrund – Untersuchung von Bodenproben; Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts – Teil 1: Laborversuche. Berlin: Beuth.
- DIN 18130-2:2015-08, Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts – Teil 2: Feldversuche. Berlin: Beuth.
- DIN 18196:2023-02, Erd- und Grundbau – Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke. Berlin: Beuth.
- DIN 19573:2016-03, Mörtel für Neubau und Sanierung von Entwässerungssystemen außerhalb von Gebäuden. Berlin: Beuth.
- DIN 19702:2013-02, Massivbauwerke im Wasserbau – Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit. Berlin: Beuth.
- DIN 38404-10:2012-12, Deutsche Einheitsverfahren zur Wasser-, Abwasser- und Schlammuntersuchung – Physikalische und physikalisch-chemische Stoffkenngrößen (Gruppe C) – Teil 10: Berechnung der Calcitsättigung eines Wassers (C 10). Berlin: Beuth.
- DIN 4023:2023-02, Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Zeichnerische Darstellung der Ergebnisse von Bohrungen und sonstigen direkten Aufschlüssen. Berlin: Beuth.
- DIN 4030-1:2024-07, Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase – Teil 1: Grundlagen und Grenzwerte. Berlin: Beuth.
- DIN 4030-2:2024-07, Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase – Teil 2: Entnahme und Analyse von Wasser- und Bodenproben. Berlin: Beuth.
- DIN 4093:2015-11, Bemessung von verfestigten Bodenkörpern – Hergestellt mit Düsenstrahl-, Deep-Mixing- oder Injektions-Verfahren. Berlin: Beuth.
- DIN 4127:2014-02, Erd- und Grundbau – Prüfverfahren für Stützflüssigkeiten im Schlitzwandbau und für deren Ausgangsstoffe. Berlin: Beuth.
- DIN 51006:2005-07, Thermische Analyse (TA) – Thermogravimetrie (TG) – Grundlagen. Berlin: Beuth.
- DIN 51007:2019-04, Thermische Analyse (TA) – Differenz-Thermoanalyse (DTA) und Dynamische Differenzkalorimetrie (DSC) – Allgemeine Grundlagen. Berlin: Beuth.
- DIN 66139:2012-03, Porengrößenanalyse – Darstellung von Porengrößenverteilungen. Berlin: Beuth.
- DIN 66145:1976-04, Darstellung von Korn-(Teilchen-)größenverteilungen; RRSB-Netz. Berlin: Beuth.

- DIN CEN/TR 15868:2012-04, Überblick nationaler Anforderungen, die im Zusammenhang mit EN 206-1:2000 verwendet werden. Berlin: Beuth.
- DIN CEN/TR 16563:2014-04, Verfahrensgrundsätze zum Nachweis gleichwertiger Dauerhaftigkeit; Englische Fassung CEN/TR 16563:2013. Berlin: Beuth.
- DIN CEN/TR 16639:2014-06, k-Wert-Ansatz, Prinzipien des Konzepts der gleichwertigen Betonleistungsfähigkeit und Konzept der gleichwertigen Leistungsfähigkeit von Kombinationen aus Zement und Zusatzstoff; Englische Fassung CEN/TR 16639:2014. Berlin: Beuth.
- DIN CEN/TS 16637-2:2014-11, Bauprodukte – Bewertung der Freisetzung von gefährlichen Stoffen – Teil 2: Horizontale dynamische Oberflächenauslaugprüfung; Deutsche Fassung CEN/TS 16637-2:2014. Berlin: Beuth.
- DIN EN 10088-1:2024-04, Nichtrostende Stähle – Teil 1: Verzeichnis der nichtrostenden Stähle; Deutsche Fassung EN 10088-1:2023. Berlin: Beuth.
- DIN EN 1015-7:1998-12, Prüfverfahren für Mörtel für Mauerwerk – Teil 7: Bestimmung des Luftgehaltes von Frischmörtel; Deutsche Fassung EN 1015-7:1998. Berlin: Beuth.
- DIN EN 12390-7:2021-01, Prüfung von Festbeton – Teil 7: Rohdichte von Festbeton; Deutsche Fassung EN 12390-7:2019 + AC:2020. Berlin: Beuth.
- DIN EN 12617-4:2002-08, Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken – Prüfverfahren – Teil 4: Bestimmung des Schwindens und Quellens; Deutsche Fassung EN 12617-4:2002. Berlin: Beuth.
- DIN EN 12699:2015-07, Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Verdrängungspfähle; Deutsche Fassung EN 12699:2015. Berlin: Beuth.
- DIN EN 12715:2000-10, Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Injektionen; Deutsche Fassung EN 12715:2000. Berlin: Beuth.
- DIN EN 12716:2019-03, Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Düsenstrahlverfahren; Deutsche Fassung EN 12716:2018. Berlin: Beuth.
- DIN EN 13577:2007-07, Chemischer Angriff an Beton – Bestimmung des Gehalts an angreifendem Kohlendioxid in Wasser; Deutsche Fassung EN 13577:2007. Berlin: Beuth.
- DIN EN 13670:2011-03, Ausführung von Tragwerken aus Beton; Deutsche Fassung EN 13670:2009. Berlin: Beuth.
- DIN EN 13755:2008-08, Prüfverfahren für Naturstein – Bestimmung der Wasseraufnahme unter atmosphärischem Druck; Deutsche Fassung EN 13755:2008. Berlin: Beuth.
- DIN EN 14199:2012-01, Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Pfähle mit kleinem Durchmesser (Mikropfähle); Deutsche Fassung EN 14199:2005. Berlin: Beuth.
- DIN EN 14199:2015-07, Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Mikropfähle; Deutsche Fassung EN 14199:2015. Berlin: Beuth.
- DIN EN 14630:2007-01, Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken – Prüfverfahren – Bestimmung der Karbonisierungstiefe im Festbeton mit der Phenolphthalein-Prüfung; Deutsche Fassung EN 14630:2006. Berlin: Beuth.
- DIN EN 14647 Berichtigung 1:2007-04, Tonerdezement – Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien; Berichtigungen zu DIN EN 14647:2006-01. Berlin: Beuth.
- DIN EN 14647:2006-01, Tonerdezement – Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien; Deutsche Fassung EN 14647:2005. Berlin: Beuth.
- DIN EN 15167-1:2006-12, Hüttensandmehl zur Verwendung in Beton, Mörtel und Einpressmörtel – Teil 1: Definitionen, Anforderungen und Konformitätskriterien; Deutsche Fassung EN 15167-1:2006. Berlin: Beuth.
- DIN EN 15167-2:2006-12, Hüttensandmehl zur Verwendung in Beton, Mörtel und Einpressmörtel – Teil 2: Konformitätsbewertung; Deutsche Fassung EN 15167-2:2006. Berlin: Beuth.
- DIN EN 1536:2010-12, Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Bohrpfähle; Deutsche Fassung EN 1536:2010. Berlin: Beuth.

- DIN EN 1536:2015-10, Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Bohrpfähle; Deutsche Fassung EN 1536:2010+A1:2015. Berlin: Beuth.
- DIN EN 1537:2014-07, Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Verpressanker; Deutsche Fassung EN 1537:2013. Berlin: Beuth.
- DIN EN 16502:2014-11, Prüfverfahren zur Bestimmung des Säuregrades eines Bodens nach Baumann-Gully; Deutsche Fassung EN 16502:2014. Berlin: Beuth.
- DIN EN 196-1:2016-11, Prüfverfahren für Zement – Teil 1: Bestimmung der Festigkeit; Deutsche Fassung EN 196-1:2016. Berlin: Beuth.
- DIN EN 196-2:2013-10, Prüfverfahren für Zement – Teil 2: Chemische Analyse von Zement; Deutsche Fassung EN 196-2:2013. Berlin: Beuth.
- DIN EN 197-1:2011-11, Zement – Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement; Deutsche Fassung EN 197-1:2011. Berlin: Beuth.
- DIN EN 1990:2010-12, Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010. Berlin: Beuth.
- DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Berlin: Beuth.
- DIN EN 1992-1-1:2011-01, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010. Berlin: Beuth.
- DIN EN 1997-1/NA:2010-12, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln. Berlin: Beuth.
- DIN EN 1997-1:2009-09, Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009. Berlin: Beuth.
- DIN EN 206-1:2001-07, Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206-1:2000. Berlin: Beuth.
- DIN EN 447:1996-07, Einpressmörtel für Spannglieder – Allgemeine Anforderungen; Deutsche Fassung EN 447:2007. Berlin: Beuth.
- DIN EN ISO 12570:2018-07, Wärme- und feuchtetechnisches Verhalten von Baustoffen und Bauprodukten – Bestimmung des Feuchtegehaltes durch Trocknen bei erhöhter Temperatur (ISO 12570:2000 + Amd 1:2013 + Amd 2:2018); Deutsche Fassung EN ISO 12570:2000 + A1:2013 + A2:2018. Berlin: Beuth.
- DIN EN ISO 14577-1:2015-11, Metallische Werkstoffe – Instrumentierte Eindringprüfung zur Bestimmung der Härte und anderer Werkstoffparameter – Teil 1: Prüfverfahren (ISO 14577-1:2015); Deutsche Fassung EN ISO 14577-1:2015. Berlin: Beuth.
- DIN EN ISO 15148:2018-12, Wärme- und feuchtetechnisches Verhalten von Baustoffen und Bauprodukten – Bestimmung des Wasseraufnahmekoeffizienten bei teilweisem Eintauchen (ISO 15148:2002 + Amd 1:2016); Deutsche Fassung EN ISO 15148:2002 + A1:2016. Berlin: Beuth.
- DIN EN ISO 17892-11:2021-03, Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Laborversuche an Bodenproben - Teil 11: Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit (ISO 17892-11:2019); Deutsche Fassung EN ISO 17892-11:2019. Berlin: Beuth.
- DIN EN ISO 22477-5:2019-05, Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Prüfung von geotechnischen Bauwerken und Bauwerksteilen – Teil 5: Prüfung von Verpressankern (ISO 22477-5:2018); Deutsche Fassung EN ISO 22477-5:2018. Berlin: Beuth.
- DIN EN ISO 7980:2000-07, Wasserbeschaffenheit – Bestimmung von Calcium und Magnesium – Verfahren mittels Atomabsorptionsspektrometrie (ISO 7980:1986); Deutsche Fassung EN ISO 7980:2000. Berlin: Beuth.
- DIN ISO 15901-1:2019-03, Bewertung der Porengrößenverteilung und Porosität von Feststoffen mittels Quecksilberporosimetrie und Gasadsorption – Teil 1: Quecksilberporosimetrie (ISO 15901-1:2016). Berlin: Beuth.

- DIN SPEC 18140:2012-02, Ergänzende Festlegungen zu DIN EN 1536:2010-12, Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Bohrpfähle. Berlin: Beuth.
- DIN SPEC 18539:2012-02, Ergänzende Festlegungen zu DIN EN 14199:2012-01, Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Pfähle mit kleinen Durchmessern (Mikropfähle). Berlin: Beuth.
- DIN/TS 18537:2021-05, Ergänzende Festlegungen zu DIN EN 1537:2014-07, Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau - Verpressanker. Berlin: Beuth.
- DIN-Fachbericht CEN/TR 15697:2008-10, Zement – Prüfung der Leistungsfähigkeit hinsichtlich des Sulfatwiderstands – Bericht zum Stand der Technik. Berlin: Beuth.
- Divet, L.; Randriambololona, R. (1998): Delayed Ettringite Formation: The Effect of Temperature and Basicity on the Interaction of Sulphate and C-S-H Phase. In: *Cement and Concrete Research* 28 (3), S. 357–363.
- Domes, X. A. L. (2015): Cement grouting during installation of ground anchors in non-cohesive soils. Dissertation. Trondheim: NTNU (Doctoral theses at NTNU / Norwegian University of Science and Technology, 2015:51).
- Domes, X.; Benz, T. (2015): Untersuchungen zur Zementfiltration während der Herstellung von Verpressankern in nichtbindigen Böden. In: *Bautechnik* 92 (9), S. 605–616.
- Dressel, D. (2016): Reaktivität von Hüttensand : Thermodynamische Grundlagen und Anwendung. Dissertation. Bauhaus-Universität Weimar. Weimar.
- Drissen, P. (1994): Glasgehaltbestimmung von Hüttensand. In: *ZKG* 47 (11), S. 658–661.
- Dullien, F. A. L. (1992): Porous media. Fluid transport and pore structure. 2. ed. San Diego, New York, Boston: Academic Press.
- Duque-Redondo, E.; Bonnaud, P. A.; Manzano, H. (2022): A comprehensive review of C-S-H empirical and computational models, their applications, and practical aspects. In: *Cement and Concrete Research* 156, S. 106784.
- Dyer, T. D. (2014): Concrete durability. Boca Raton: CRC Press, Taylor & Francis Group.
- E DIN EN 12350-13:2025-03, Prüfung von Frischbeton – Teil 13: Prüfung des Blutens - Statisch und Druck; Deutsche und Englische Fassung prEN 12350-13:2025. Berlin: Beuth.
- E DIN EN 1992-1-1:2021-10, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Regeln - Regeln für Hochbauten, Brücken und Ingenieurbauwerke; Deutsche und Englische Fassung prEN 1992-1-1:2021. Berlin: Beuth.
- E VDI 4640:2021-12, Thermische Nutzung des Untergrunds. Berlin: Beuth.
- Efes, Y. (1980): Influence of blast-furnace slag on the durability of cement mortar by carbonic acid attack — problems connected with tests on corroded specimens. In: Litvan, G. G. und Sereda, P. J. (Hg.): *Durability of Building Materials and Components*. [Place of publication not identified]: American Society for Testing & Materials, 364-376.
- EFFC; DFI (Hg.) (2024): Guide to tremie concrete for deep foundations. By the joint EFFC/DFI Concrete Task Group. 3. Aufl.
- Ehrenberg, A. (2006a): Hüttensand - Ein leistungsfähiger Baustoff mit Tradition und Zukunft. Teil 1. In: *Beton-Informationen* (4), S. 35–63.
- Ehrenberg, A. (2006b): Hüttensand - Ein leistungsfähiger Baustoff mit Tradition und Zukunft. Teil 2. In: *Beton-Informationen* (5), S. 67–95.
- Ehrenberg, A.; Roggendorf, H. (2015): Die Glasstruktur von Hüttensanden und ihr Einfluss auf baustoffrelevante Eigenschaften. FEhS-Institut für Baustoff-Forschung; Martin-Luther-Universität Halle-Wittenberg Fachgruppe Anorganisch-Nichtmetallische Materialien. Duisburg, Halle.
- Ehrenberg, F.; Diederichs, U.; Rostásy, F. S. (1996): Untersuchungen zur Geometrie der für den Transport aggressiver Lösungen und Schadgase relevanten Porensysteme in Beton. Forschungsbericht. Technische Universität Braunschweig. Braunschweig.
- El Zein, A. R.; Vanhove, Y.; Djelal, C.; Madec, O.; Gotteland, P. (2021): Evaluation of internal bleeding in concrete foundation from the Terzaghi's effective stress postulate. In: *Mat. Struct.* 54 (6), S. 1–14.

- Elakneswaran, Y.; Ishida, T. (2014): Development and verification of an integrated physicochemical and geochemical modelling framework for performance assessment of cement-based materials. In: *Journal of Advanced Concrete Technology* 12 (4), S. 111–126.
- El-Dieb, A. S.; Hooton, R. D. (1994): Evaluation of the Katz-Thompson model for estimating the water permeability of cement-based materials from mercury intrusion porosimetry data. In: *Cement and Concrete Research* 24 (3), S. 443–455.
- Elsharief, A.; Cohen, M. D.; Olek, J. (2003): Influence of aggregate size, water cement ratio and age on the microstructure of the interfacial transition zone. In: *Cement and Concrete Research* 33 (11), S. 1837–1849.
- Escadeillas, G. (2013): Ammonium nitrate attack on cementitious materials. In: Alexander, M., Bertron, A. und Belie, N. de (Hg.): Performance of cement-based materials in aggressive aqueous environments. State-of-the-Art Report, RILEM TC 211 - PAE. Dordrecht: Springer (RILEM State-of-the-Art Reports, 10), S. 113–130.
- Escalante, J.; Gómez, L.; Johal, K.; Mendoza, G.; Mancha, H.; Méndez, J. (2001): Reactivity of blast-furnace slag in Portland cement blends hydrated under different conditions. In: *Cement and Concrete Research* 31 (10), S. 1403–1409.
- Escalante-García, J. I.; Sharp, J. H. (1998a): Effect of temperature on the hydration of the main clinker phases in portland cements: Part I, neat cements. In: *Cement and Concrete Research* 28 (9), S. 1245–1257.
- Escalante-García, J. I.; Sharp, J. H. (1998b): Effect of temperature on the hydration of the main clinker phases in portland cements: Part II, blended cements. In: *Cement and Concrete Research* 28 (9), S. 1259–1274.
- Escalante-García, J. I.; Sharp, J. H. (1999): Variation in the composition of C-S-H gel in Portland cement pastes cured at various temperatures. In: *Journal of the American Ceramic Society* 82 (11), S. 3237–3241.
- Escalante-García, J. I.; Sharp, J. H. (2001): The microstructure and mechanical properties of blended cements hydrated at various temperatures. In: *Cement and Concrete Research* 31 (5), S. 695–702.
- Escalante-García, J. I.; Sharp, J. H. (2004): The chemical composition and microstructure of hydration products in blended cements. In: *Cement and Concrete Composites* 26 (8), S. 967–976.
- Fattuhi, N. I.; Hughes, B. P. (1988): The performance of cement paste and concrete subjected to sulphuric acid attack. In: *Cement and Concrete Research* 18 (4), S. 545–553.
- Fehlhaber, T. (1994): Zum Eindringverhalten von Flüssigkeiten und Gasen in ungerissenen Beton. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hg.). Berlin: Ernst (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 445), S. 3–85.
- Feldman, R. F. (1986): Pore structure, permeability and diffusivity as related to durability. In: De Moraes Filho, J. E. (Hg.): 8th ICCI International Congress on the Chemistry of Cement. Proceedings. Special reports, Bd. 1. Rio de Janeiro, 22-27 September. 6 Bände, S. 336–356.
- Feldman, R. F.; Cheng-Yi, H. (1985): Properties of portland cement-silica fume pastes I. Porosity and surface properties. In: *Cement and Concrete Research* 15 (5), S. 765–774.
- Feldman, R. F.; Sereda, P. J. (1968): A model for hydrated Portland cement paste as deduced from sorption-length change and mechanical properties. In: *Matériaux et Construction* 1 (6), S. 509–520.
- Feldman, R. F.; Sereda, P. J. (1970): A new model for hydrated Portland cement and its practical implications. In: *Engineering Journal* 53 (8/9), S. 53–59.
- Fierenkothen, C.; Grebien, F.; Pulsfort, M.; Herten, M. (2020): Einfluss von strömendem Grundwasser auf die Frischbeton-Integrität von Ortbetonpfählen. In: Perau, E. (Hg.): Geotechnik und Wasser - Planung, Berechnung und Ausführung. Tagungsband zum 11. RuhrGeo-Tag am 26.03.2020 in Essen. 1. Aufl. Düren: Shaker Verlag (Report Geotechnik Universität Duisburg-Essen, 44), S. 119–139.
- Fierenkothen, C.; Pulsfort, M.; Herten, M. (2022): Untersuchungen zur Frischbeton-Integrität bei der Herstellung von Ortbetonpfählen im strömenden Grundwasser. In: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (Hg.): Vorträge der 37. Baugrundtagung. RheinMainCongress Center Wiesbaden. 5.-8. Oktober. Baugrundtagung. Wiesbaden, 5.-8. Oktober. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik. Essen: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, S. 161–169.
- Figg, J. (1999): Field studies of sulfate attack on concrete. In: Skalny, J. P. und Marchand, J. (Hg.): Seminar on Sulfate Attack Mechanisms. Proceedings. Quebec, Canada, 5-6 October 1998. American Ceramic Society. Westerville, Ohio: American Ceramic Society (Materials science of concrete, Special volume), S. 315–324.

- Fischer-Cripps, A. C. (2011): Nanoindentation. New York, NY: Springer Science+Business Media LLC (Mechanical Engineering Series, 1).
- Fleischer, W. (1992): Einfluß des Zements auf Schwinden und Quellen von Beton. Dissertation. Technische Universität München. München.
- Freyburg, E.; Berninger, A. M. (2003): Field experiences in concrete deterioration by thaumasite formation: possibilities and problems in thaumasite analysis. In: *Cement and Concrete Composites* 25 (8), S. 1105–1110.
- Friede, H. (1983): Zur Beurteilung des Angriffs kalklösender Kohlensäure auf Beton. Dissertation. RWTH Aachen. Aachen.
- Friede, H.; Schubert, P.; Lühr, H.-P. (1979): Angriff kalklösender Kohlensäure auf Beton. In: *Beton* 29 (7), S. 250–253.
- Fřýbort, A.; Štulířová, J.; Zavřel, T.; Gregerová, M.; Vřianský, D. (2021): Reactivity of slag in 15 years old self-compacting concrete. In: *Construction and Building Materials* 267, S. 120914.
- Gaber, K. (1989): Einfluß der Porengrößenverteilung in der Mörtelmatrix auf den Transport von Wasser, Chlorid und Sauerstoff im Beton. Dissertation. Technische Hochschule Darmstadt. Darmstadt.
- Gajewicz-Jaromin, A. M.; McDonald, P. J.; Muller, A. C.; Scrivener, K. L. (2019): Influence of curing temperature on cement paste microstructure measured by 1H NMR relaxometry. In: *Cement and Concrete Research* 122, S. 147–156.
- Galan, I.; Glasser, F. P.; Baza, D.; Andrade, C. (2015): Assessment of the protective effect of carbonation on portlandite crystals. In: *Cement and Concrete Research* 74, S. 68–77.
- Gallé, C. (2001): Effect of drying on cement-based materials pore structure as identified by mercury intrusion porosimetry. In: *Cement and Concrete Research* 31 (10), S. 1467–1477.
- Gallé, C.; Peycelon, H.; Le Bescop, P. (2004): Effect of an accelerated chemical degradation on water permeability and pore structure of cementbased materials. In: *Advances in Cement Research* 16 (3), S. 105–114.
- Gallucci, E.; Mathur, P.; Scrivener, K. (2010): Microstructural development of early age hydration shells around cement grains. In: *Cement and Concrete Research* 40 (1), S. 4–13.
- Gallucci, E.; Zhang, X.; Scrivener, K. L. (2013): Effect of temperature on the microstructure of calcium silicate hydrate (C-S-H). In: *Cement and Concrete Research* 53, S. 185–195.
- Gan, Y.; Zhang, H.; Liang, M.; Zhang, Y.; Schlangen, E.; van Breugel, K.; Šavija, B. (2022): Flexural strength and fatigue properties of interfacial transition zone at the microscale. In: *Cement and Concrete Composites* 133, S. 104717.
- Gao, Y.; Schutter, G. de; Ye, G. (2013): Micro- and meso-scale pore structure in mortar in relation to aggregate content. In: *Cement and Concrete Research* 52, S. 149–160.
- Garboczi, E. J.; Bentz, D. P. (1992): Computer simulation of the diffusivity of cement-based materials. In: *Journal of Materials Science* 27 (8), S. 2083–2092.
- Garrault, S.; Behr, T.; Nonat, A. (2006): Formation of the C-S-H layer during early hydration of tricalcium silicate grains with different sizes. In: *The journal of physical chemistry. B* 110 (1), S. 270–275.
- Gartner, E. M.; Young, J. F.; Damidot, D. A.; Jawed, I. (2002): Hydration of Portland cement. In: Bensted, J. (Hg.): *Structure and performance of cements*. 2. ed. London: Spon Press, S. 57–113.
- Gasser, M. (1987): Untersuchungen über das Zustandekommen des Sulfattreibens. Dissertation. Technische Universität Clausthal. Clausthal.
- Gätje, B. (2003): Nachträgliche Ermittlung betontechnologischer Parameter an Zementsteinen, Mörteln und Betonen unbekannter Zusammensetzung. Dissertation. Herdecke, Ruhr: GCA-Verlag (Forschen und Wissen - Bauwesen).
- Gaze, M. E.; Crammond, N. J. (2000): The formation of thaumasite in a cement:lime:sand mortar exposed to cold magnesium and potassium sulfate solutions. In: *Cement and Concrete Composites* 22 (3), S. 209–222.
- GB/T 50476-2019, Code for durability design of concrete structures.
- Gerlach, J. (2017): Ein performance-basiertes Konzept zur Dauerhaftigkeitsbemessung chemisch beanspruchter Betonbauteile. Dissertation. Leibniz Universität Hannover. Hannover.

- Ghahari, S. A.; Ghafari, E.; Assi, L. (2018): Pore structure of cementitious material enhanced by graphitic nanomaterial: a critical review. In: *Frontiers of Structural and Civil Engineering* 12 (1), S. 137–147.
- Ghanem, H.; Ramadan, R.; Khatib, J.; Elkordi, A. (2024): A review on chemical and autogenous shrinkage of cementitious systems. In: *Materials* 17 (2), S. 283.
- Giesche, H. (2006): Mercury porosimetry: A general (practical) overview. In: *Particle & Particle Systems Characterization* 23 (1), S. 9–19.
- Gille, F. (1962): Über den Einfluß des Kalkgehalts des Zements und Zuschlags auf das Verhalten des Betons in sauren Wässern. In: *Beton* 12 (10), S. 467–470.
- Glasser, F. P.; Lachowski, E. E.; MacPhee, D. E. (1987): Compositional model for calcium silicate hydrate (C-S-H) gels, their solubilities, and free energies of formation. In: *Journal of the American Ceramic Society* 70 (7), S. 481–485.
- Glessner, J. J. G.; Roy, W. R. (2009): Paleosols in Central Illinois as Potential Sources of Ammonium in Groundwater. In: *Ground Water Monitoring & Remediation* 29 (4), S. 56–64.
- Gluth, G. J. G. (2011): Die Porenstruktur von Zementstein und seine Eignung zur Gastrennung. Dissertation. Technische Universität Berlin. Berlin.
- Goedeke, H. K. (2018): Lösender Angriff auf zementgebundene Baustoffe – Veränderungen der Porenstruktur und Folgen für Transport- und Korrosionsprozesse. Dissertation. Technische Universität Hamburg. Hamburg.
- Gollop, R. S.; Taylor, H. (1992): Microstructural and microanalytical studies of sulfate attack. I. Ordinary portland cement paste. In: *Cement and Concrete Research* 22 (6), S. 1027–1038.
- Gollop, R. S.; Taylor, H. (1995): Microstructural and microanalytical studies of sulfate attack III. Sulfate-resisting portland cement: Reactions with sodium and magnesium sulfate solutions. In: *Cement and Concrete Research* 25 (7), S. 1581–1590.
- Gollop, R. S.; Taylor, H. (1996): Microstructural and microanalytical studies of sulfate attack. V. Comparison of different slag blends. In: *Cement and Concrete Research* 26 (7), S. 1029–1044.
- Göske, J.; Pöllmann, H.; Wenda, R. (2007): Ettringit- und Thaumassittreiben in Betonwerkstoffen. Analytische Betrachtung und Ursachenermittlung mittels Röntgendiffraktometrie und Rasterelektronenmikroskopie. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 102 (5), S. 321–329.
- Götz, M. (2014): Betone mit erhöhtem Säurewiderstand beim Bau des Abwasserkanals Emscher. In: *Beton* 64 (4), 124–128.
- Gräf, H. (1988): Über die Porosität und die Durchlässigkeit von Zementstein, Mörtel und Beton und ihren Einfluß auf Gebrauchseigenschaften von Beton. Dissertation. Universität Essen. Essen.
- Gräf, H.; Bonzel, J. (1990): Über den Einfluß der Porosität des erhärteten Betons auf seine Gebrauchseigenschaften. In: *Beton* 40 (7), S. 297–301.
- Grangeon, S.; Claret, F.; Roos, C.; Sato, T.; Gaboreau, S.; Linaud, Y. (2016): Structure of nanocrystalline calcium silicate hydrates: insights from X-ray diffraction, synchrotron X-ray absorption and nuclear magnetic resonance. In: *Journal of Applied Crystallography* 49 (Pt 3), S. 771–783.
- Graubner, C.-A. (2006): Frischbetondruck fließfähiger Betone. Sachstandbericht. 1. Aufl. Berlin, Wien, Zürich: Beuth (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 567).
- Greve-Dierfeld, S. von; Lothenbach, B.; Vollpracht, A.; Wu, B.; Huet, B.; Andrade, C. et al. (2020): Understanding the carbonation of concrete with supplementary cementitious materials: a critical review by RILEM TC 281-CCC. In: *Materials and Structures* 53 (6), S. 1–34.
- Gröger, J.; Hamer, K.; Schulz, H. D. (2008): Das Angriffspotential sulfatsaurer Böden in Norddeutschland. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 103 (8), S. 563–569.
- Gröngröft, A. (1992): Untersuchung des Sickerwasser- und Stoffeintrags aus Hafenschlick-Spülfeldern in den oberen Grundwasserleiter der Hamburger Elbmarsch. Dissertation. Universität Hamburg. Hamburg.
- Grounds, T.; G Midgley, H.; V Novell, D. (1988): Carbonation of ettringite by atmospheric carbon dioxide. In: *Thermochimica Acta* 135, S. 347–352.

- Groves, G. W.; Brough, A.; Richardson, I. G.; Dobson, C. M. (1991): Progressive changes in the structure of hardened C_3S cement pastes due to carbonation. In: *Journal of the American Ceramic Society* 74 (11), S. 2891–2896.
- Grube, H.; Rechenberg, W. (1987a): Betonabtrag durch chemisch angreifende saure Wässer. Teil 1. In: *Beton* 37 (11), S. 446–451.
- Grube, H.; Rechenberg, W. (1987b): Betonabtrag durch chemisch angreifende saure Wässer. Teil 2. In: *Beton* 37 (12), S. 495–498.
- Grün, R. (1937): Der Beton. Herstellung, Gefüge und Widerstandsfähigkeit gegen physikalische und chemische Einwirkungen. Berlin: Springer.
- Grün, R.; Obenauer, K. (1944): Einwirkung von Kohlensäure auf Zementmörtel und Beton. In: *Zement* 33 (1), S. 10–12.
- Gruskovnjak, A.; Lothenbach, B.; Holzer, L.; Figi, R.; Winnefeld, F. (2006): Hydration of alkali-activated slag: comparison with ordinary Portland cement. In: *Advances in Cement Research* 18 (3), S. 119–128.
- Gruyaert, E.; van den Heede, P.; Belie, N. de (2013): Carbonation of slag concrete: Effect of the cement replacement level and curing on the carbonation coefficient – Effect of carbonation on the pore structure. In: *Cement and Concrete Composites* 35 (1), S. 39–48.
- Gunkel, P. (1983): Die Zusammensetzung der flüssigen Phase erstarrender und erhärtender Zemente. In: *Beton-Informationen* 23 (1), S. 3–8.
- Gunstmann, C. (2007): Rechnerische Simulation von Säurekorrosionsprozessen zementgebundener Materialien. Dissertation. Technische Universität Hamburg-Harburg. Hamburg.
- Hadley, D.; Dolch, W.; Diamond, S. (2000): On the occurrence of hollow-shell hydration grains in hydrated cement paste. In: *Cement and Concrete Research* 30 (1), S. 1–6.
- Haga, K.; Shibata, M.; Hironaga, M.; Tanaka, S.; Nagasaki, S. (2005): Change in pore structure and composition of hardened cement paste during the process of dissolution. In: *Cement and Concrete Research* 35 (5), S. 943–950.
- Hahn-Weinheimer, P.; Hirner, A.; Weber-Diefenbach, K. (1995): Röntgenfluoreszenzanalytische Methoden. Grundlagen und praktische Anwendung in den Geo-, Material- und Umweltwissenschaften. Braunschweig: Vieweg (Vieweg analytische Chemie).
- Haist, M. (2009): Zur Rheologie und den physikalischen Wechselwirkungen bei Zementsuspensionen. Dissertation. Universität Karlsruhe. Karlsruhe.
- Halamickova, P.; Detwiler, R. J.; Bentz, D. P.; Garboczi, E. J. (1995): Water permeability and chloride ion diffusion in portland cement mortars: Relationship to sand content and critical pore diameter. In: *Cement and Concrete Research* 25 (4), S. 790–802.
- Hall, C.; Hoff, W. D.; Taylor, S. C.; Wilson, M. A.; Yoon, B.-G.; Reinhardt, H.-W. et al. (1993): Water anomaly in capillary liquid absorption by cement-based materials. In: *Journal of Materials Science Letters* 14 (17), S. 1178–1181.
- Hallauer, O. (2003): Beständigkeit verschiedener Betonarten in Meerwasser und in sulfathaltigem Wasser. 1. Aufl. Berlin: Beuth (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 523).
- Halperin, W. P.; Jehng, J. Y.; Song, Y. Q. (1994): Application of spin-spin relaxation to measurement of surface area and pore size distributions in a hydrating cement paste. In: *Magnetic Resonance Imaging* 12 (2), S. 169–173.
- Han, J. de; Pan, G. H.; Sun, W.; Wang, C. H.; Cui, D. (2012): Application of nanoindentation to investigate chemomechanical properties change of cement paste in the carbonation reaction. In: *Science China Technological Sciences* 55 (3), S. 616–622.
- Hansen, T. C. (1986): Physical structure of hardened cement paste. A classical approach. In: *Matériaux et Construction* 19 (6), S. 423–436.
- Härdtl, R. (1995): Veränderung des Betongefüges durch die Wirkung von Steinkohlenflugasche und ihr Einfluß auf die Betoneigenschaften. Dissertation. Berlin: Beuth (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 448).
- Harrison, N.; Baweja, D.; Sleep, P. (2017): Modelling durability of concrete below ground. In: Mills, J. (Hg.): 3rd International Congress on Durability of Concrete (ICDC). Adelaide, 22-25 October.

- Harrison, W. H. (1992): Sulphate resistance of buried concrete. Watford: Building Research Establishment.
- Harrisson, A. M.; Winter, N. B.; Taylor, H. F. W. (1986a): An examination of some pure and composite Portland cement pastes using scanning electron microscopy with x-ray analytical capability. In: De Moraes Filho, J. E. (Hg.): 8th ICCI International Congress on the Chemistry of Cement. Proceedings. Special reports, Bd. 4. Rio de Janeiro, 22-27 September. 6 Bände, 171-175.
- Harrisson, A. M.; Winter, N. B.; Taylor, H. F. W. (1986b): Microstructure and microchemistry of slag cement pastes. In: *MRS Online Proceedings Library* 86, S. 199–208.
- Hartshorn, S. A.; Sharp, J. H.; Swamy, R. N. (1999): Thaumasite formation in Portland-limestone cement pastes. In: *Cement and Concrete Research* 29 (8), S. 1331–1340.
- Haufe, J. (2022): Development of a performance test to determine the sulfate resistance of concrete. Dissertation. RWTH Aachen University.
- Häusler, F. (2023): CSH-Phasenbildung und Löslichkeitsverhalten vor dem Hintergrund der Anwendung von Zement in Endlagerkonzepten für radioaktive Abfälle. Dissertation. Technische Universität Bergakademie Freiberg. Freiberg.
- He, R.; Ma, H.; Hafiz, R. B.; Fu, C.; Jin, X.; He, J. (2018): Determining porosity and pore network connectivity of cement-based materials by a modified non-contact electrical resistivity measurement: Experiment and theory. In: *Materials & Design* 156, S. 82–92.
- Head, M. K.; Wong, H. S.; Buenfeld, N. R. (2006): Characterisation of 'Hadley' grains by confocal microscopy. In: *Cement and Concrete Research* 36 (8), S. 1483–1489.
- Heidenreich, F.; Herten, M. (2020): Auswirkungen von kalklösender Kohlensäure im Grundwasser auf den Neubau von fünf Schleusen an der Schleusentreppe Rheine. In: Moormann, C. und Vogt-Breyer, C. (Hg.): 12. Kolloquium Bauen in Boden und Fels. Fachtagung über aktuelle Herausforderungen der Geotechnik. 1st ed. Tübingen: expert verlag, S. 367–376.
- Heidenreich, F.; Herten, M.; König, D. (2019): Attack of lime-dissolving carbonic acid in in situ tests on the load capacity of grouted anchors in sands. In: Sigursteinsson, H., Erlingsson, S. und Bessason, B. (Hg.): Geotechnical engineering, foundation of the future. Conference proceedings. Reykjavik: The Icelandic Geotechnical Society.
- Heidenreich, F. (i. E.): Verpressanker in kalkaggressiver Umgebung (Arbeitstitel). Dissertation. Ruhr-Universität Bochum. Bochum.
- Heidenreich, F.; Wagemann, F.; Wichtmann, T.; Herten, M.; Schmidt-Döhl, F. (2026): Untersuchungen an Verpressankern in calcitabscheidendem Wasser. In: *Bautechnik* 103 (4), S. 335–343.
- Heinz, D.; Urbonas, L. (2006): Teil 2 - Verhalten von Bindemittelgemischen zur Sicherstellung eines hohen Sulfatwiderstandes. In: Breitenbücher, R. (Hg.): Sachstandbericht - Sulfatangriff auf Beton. 1. Aufl. Berlin: Beuth (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 554), S. 49–126.
- Heinz, D.; Urbonas, L. (2020): Materialuntersuchungen von Mörteln bezüglich Sulfatwiderstand für Gründungselemente der Schleuse Besigheim. Hg. v. Technische Universität München und cbm Centrum für Baustoffe und Materialprüfung. München (Untersuchungsbericht, 10-16-0032).
- Helmy, I. M.; Amer, A. A.; El-Didamony, H. (1991): Chemical attack on hardened pastes of blended cements. Part I: Attack of chloride solutions. In: *ZKG* 44 (1), S. 46–50.
- Hem, J. D. (1985): Study and interpretation of the chemical characteristics of natural water. 3rd edition. Hg. v. U. S. Geological Survey. Reston, VA (Water Supply Paper, 2254).
- Hermann, K. (1995): Stoffe, die chemisch auf Beton einwirken. In: *Cemenbulletin* 63 (11), S. 3–11.
- Herold, G. (1999): Korrosion zementgebundener Werkstoffe in mineral-sauren Wässern: Karlsruhe : Institut für Massivbau und Baustofftechnologie Universität Karlsruhe (TH) (Massivbau, Baustofftechnologie, Karlsruhe, 36).
- Herten, M.; Heidenreich, F. (2022): Kalklösende Kohlensäure im Grundwasser und die Konsequenzen. In: Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.): Projekte in der Geotechnik an Bundeswasserstraßen. Karlsruhe, 21. und 22. Juli. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau, S. 17–22.
- Hettler, A.; Meiniger, W. (1990): Einige Sonderprobleme bei Verpressankern. In: *Bauingenieur* 65, S. 407–412.

- Heyer, C. (1888): Ursache und Beseitigung des Bleiangriffs durch Leitungswasser: Chemische Untersuchungen aus Anlass der Dessauer Bleivergiftungen im Jahre 1886. Dessau: Baumann.
- Hof, C. (2004): Über das Verpressankertragverhalten unter kalklösendem Kohlensäureangriff. Dissertation. Ruhr-Universität Bochum. Bochum.
- Hof, C.; Triantafyllidis, T. (2005): Über die Modellierung des Tragfähigkeitsverlusts von Verpreßankern unter Angriff von kalklösender Kohlensäure. In: *Bautechnik* 82 (5), S. 310–317.
- Hof, C.; Triantafyllidis, T.; Schmidt-Döhl, F. (2002): Erkenntnisse über den Einfluss von kalklösender Kohlensäure auf das Tragverhalten von Verpressankern. In: *Geo Lex* 1 (1), S. 31–41.
- Hof, C.; Triantafyllidis, T.; Schmidt-Döhl, F. (2004): Über die Abnahme der Tragfähigkeit von Verpreßankern unter Angriff von kalklösender Kohlensäure. In: *Bautechnik* 81 (5), S. 357–363.
- Hofheinz, C. (2003): Auswirkungen nachträglich hydratisierender Portlandzement-Partikel in Zementstein und Mörtel bei sehr niedrigen w/z-Werten. Dissertation. Universität Siegen. Siegen.
- Hohberg, I. (2003): Charakterisierung, Modellierung und Bewertung des Auslaugverhaltens umweltrelevanter, anorganischer Stoffe aus zementgebundenen Baustoffen. Dissertation. 1. Aufl. Berlin: Beuth (Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 542).
- Höiting, B.; Coldewey, W. G. (2013): Hydrogeologie. Einführung in die Allgemeine und Angewandte Hydrogeologie. 8. Aufl. Heidelberg: Spektrum Akademischer Verlag.
- Hooton, R. D. (2000): Canadian use of ground granulated blast-furnace slag as a supplementary cementing material for enhanced performance of concrete. In: *Canadian Journal of Civil Engineering* 27 (4), S. 754–760.
- Hooton, R. D. (2018): Sulfate Attack on Concrete - Mechanisms, Testing and Damage Prevention. In: Ludwig, H.-M. (Hg.): Tagungsbericht, Bd. 1. Unter Mitarbeit von Fischer, H.-B. 20. Internationale Baustofftagung ibausil. Weimar, 12.-14. September. F. A. Finger-Institut für Baustoffkunde; Bauhaus-Universität Weimar. 2 Bände, S. 22–36.
- Hoshino, M. (1988): Difference of the W/C ratio, porosity and microscopical aspect between the upper boundary paste and the lower boundary paste of the aggregate in concrete. In: *Materials and Structures* 21 (5), S. 336–340.
- Hu, C.; Li, Z. (2014): Micromechanical investigation of Portland cement paste. In: *Construction and Building Materials* 71, S. 44–52.
- Hüttl, R.; Hillemeier, B. (2000): Hochleistungsbeton. Beispiel Säureresistenz. In: *Betonwerk + Fertigteil-Technik* 66 (1), S. 52–60.
- Hüttl, R.; Lyhs, P.; Silbereisen, R. (2009): Beton auf Basis CEM II mit erhöhtem Widerstand gegenüber Säureangriff. In: Stark, J. (Hg.): Tagungsbericht. Unter Mitarbeit von Fischer, H.-B. 17. Internationale Baustofftagung ibausil. Weimar, 23.-26. September. F. A. Finger-Institut für Baustoffkunde; Bauhaus-Universität Weimar. 2 Bände (Band 2), S. 295–303.
- Ideker, J. H.; Scrivener, K. L.; Fryda, H.; Touzo, B. (2019): Calcium aluminate cements. In: Liska, M., Hewlett, P. C. und Lea, F. M. (Hg.): *Lea's chemistry of cement and concrete*. Fifth edition. Oxford: Butterworth-Heinemann, S. 537–584.
- Ikumi, T.; Cavalaro, S. H.; Segura, I. (2019): The role of porosity in external sulphate attack. In: *Cement and Concrete Composites* 97, S. 1–12.
- Ingham, J. P. (2013): *Geomaterials under the microscope. A colour guide; building stone, roofing slate, aggregate, concrete, mortar, plaster, bricks, ceramics and bituminous mixtures*. London: Manson Publishing.
- International Cement Microscopy Association (Hg.) (1992): *Proceedings of the Fourteenth Annual International Conference on Cement Microscopy*. Costa Mesa, CA, 6-9 April. International Cement Microscopy Association.
- International Federation for Structural Concrete (2013): *fib model code for concrete structures 2010*. Weinheim: Wiley-VCH.
- Irbe, L. (2019): Rolle des Aluminiums in C-A-S-H beim chemischen Angriff auf Beton. Dissertation. Technische Universität München. München.
- IS 456:2000, Plain and reinforced concrete - Code of practice. New Dehli.

- ISO 16204:2012-09, Durability - Service life design of concrete structures. Genf.
- ISO 4316:1977-08, Surface active agents; Determination of pH of aqueous solutions; Potentiometric method. Genf.
- ISO 7150-1:1984-06, Water quality; Determination of ammonium; Part 1 : Manual spectrometric method. Genf.
- Jacobs, F. (1994): Permeabilität und Porengefüge zementgebundener Werkstoffe. Dissertation. ETH Zurich. Zürich.
- Jacquemet, N.; Pironon, J.; Lagneau, V.; Saint-Marc, J. (2012): Armouring of well cement in H₂S–CO₂ saturated brine by calcite coating – Experiments and numerical modelling. In: *Applied Geochemistry* 27 (3), S. 782–795.
- Jakobsen, U. H.; Weerdt, K. de; Geiker, M. R. (2016): Elemental zonation in marine concrete. In: *Cement and Concrete Research* 85, S. 12–27.
- Jansen, D.; Goetz-Neunhoeffler, F.; Stabler, C.; Neubauer, J. (2011): A remastered external standard method applied to the quantification of early OPC hydration. In: *Cement and Concrete Research* 41 (6), S. 602–608.
- Jauberthie, R.; Rendell, F. (2003): Physicochemical study of the alteration surface of concrete exposed to ammonium salts. In: *Cement and Concrete Research* 33 (1), S. 85–91.
- Jennings, H. M. (2000): A model for the microstructure of calcium silicate hydrate in cement paste. In: *Cement and Concrete Research* 30 (1), S. 101–116.
- Jennings, H. M. (2004): Colloid model of C–S–H and implications to the problem of creep and shrinkage. In: *Matériaux et Construction* 37 (1), S. 59–70.
- Jennings, H. M. (2008): Refinements to colloid model of C–S–H in cement: CM-II. In: *Cement and Concrete Research* 38 (3), S. 275–289.
- Jennings, H. M.; Tennis, P. D. (1994): Model for the developing microstructure in Portland cement pastes. In: *Journal of the American Ceramic Society* 77 (12), S. 3161–3172.
- Jensen, O. M.; Hansen, P. F. (2001): Water-entrained cement-based materials. In: *Cement and Concrete Research* 31 (4), S. 647–654.
- Jessberger, H. L. (1963): Theorie und Praxis eines neuzeitlichen Verankerungsverfahrens. In: *Die Bautechnik* (7), S. 226–232.
- Jia, W.; Baoyuan, L.; Songshan, X. (1986): Improvement of paste-aggregate interface by adding silica fume. In: De Moraes Filho, J. E. (Hg.): 8th ICCI International Congress on the Chemistry of Cement. Proceedings. Special reports, Volume III. Rio de Janeiro, 22-27 September. 6 Bände, S. 460–465.
- Jiang, Z.-L.; Pan, Y.-J.; Lu, J.-F.; Wang, Y.-C. (2022): Pore structure characterization of cement paste by different experimental methods and its influence on permeability evaluation. In: *Cement and Concrete Research* 159, S. 106892.
- Jiao, J. J.; Wang, Y.; Cherry, J. A.; Wang, X.; Zhi, B.; Du, H.; Wen, D. (2010): Abnormally high ammonium of natural origin in a coastal aquifer-aquitard system in the Pearl River Delta, China. In: *Environmental science & technology* 44 (19), S. 7470–7475.
- Jirovec, P. (1979): Untersuchungen zum Tragverhalten von Felsankern. Dissertation. Universität Karlsruhe. Karlsruhe.
- Joseph, S.; Cizer, Ö. (2022): Hydration of hybrid cements at low temperatures: A study on Portland cement-blast furnace slag–Na₂SO₄. In: *Materials* 15 (5), S. 1914.
- Joseph, S.; Skibsted, J.; Cizer, Ö. (2019): A quantitative study of the C₃A hydration. In: *Cement and Concrete Research* 115, S. 145–159.
- JSCE Guidelines for Concrete No. 15-2010, Standard specifications for concrete structures - 2007.
- Juilland, P.; Gallucci, E.; Flatt, R.; Scrivener, K. (2010): Dissolution theory applied to the induction period in alite hydration. In: *Cement and Concrete Research* 40 (6), S. 831–844.
- Kaboudan, A.; Naderi, M.; Afshar, M. A. (2021): The efficiency of Darcy and two-dimensional diffusion flow models to estimate water penetration into concrete. In: *Journal of Building Engineering* 34, S. 102012.
- Kadlecek, V.; Dohnalek, J. (1982a): Mikrohärteprüfung von Beton. In: *Beton* 32 (5), S. 189–192.
- Kadlecek, V.; Dohnalek, J. (1982b): Mikrohärteprüfung von Beton. In: *Beton* 32 (6), S. 229–232.

- Kayser, J.; Odenwald, B.; Oltmanns, W. (2007): Herstellung der Baugrube für Schleuse Uelzen II mit dichtender Düsenstrahlsohle. In: Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.): Johann-Ohde-Kolloquium. Praktische Probleme der Geotechnik im Verkehrswasserbau. Karlsruhe. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau, S. 29–40.
- Kayyali, O. A. (1989): Porosity and compressive strength of cement paste in sulphate solution. In: *Cement and Concrete Research* 19 (3), S. 423–433.
- Keller, P.; Mosthof, A.; Laptev, V.; Gilde, S. (2002): Gipskeuper: Baugrundrisiken durch Bildung von Ettringit-Thaumasit. In: Schad, H. (Hg.): Bauen in Boden und Fels. 3. Kolloquium, 22. und 23. Januar 2002. Ostfildern: Technische Akademie Esslingen, S. 387–399.
- Kempfert, H.-G.; Moormann, C. (2018): Pfahlgründungen. In: Witt, K. J. (Hg.): Grundbau-Taschenbuch. Teil 3: Gründungen und geotechnische Bauwerke. 8. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn, S. 79–323.
- Kiekbusch, J. (2007): Säureangriff auf zementgebundene Materialien. Untersuchung und Modellierung des Zementstein-Säure-Systems und rechnerische Simulation der chemischen Reaktionen mittels Gibbs-Energie-Minimierung unter Berücksichtigung der Reaktionskinetik. Dissertation. Aachen: Shaker (Berichte aus dem Bauwesen).
- Kim, J.-S.; Lee, I.-M.; Jang, J.-H.; Choi, H. (2009): Groutability of cement-based grout with consideration of viscosity and filtration phenomenon. In: *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 33 (16), S. 1771–1797.
- King, A.; Raffle, J. F. (1976): Studies on the settlement of hydrating cement suspensions. In: *Journal of Physics D: Applied Physics* 9 (10), S. 1425–1443.
- Kjellsen, K. O.; Atlassi, E. H. (1999): Pore structure of cement silica fume systems. Presence of hollow-shell pores. In: *Cement and Concrete Research* 29 (1), S. 133–142.
- Kjellsen, K. O.; Detwiler, R. J. (1992): Reaction kinetics of portland cement mortars hydrated at different temperatures. In: *Cement and Concrete Research* 22 (1), S. 112–120.
- Kjellsen, K. O.; Detwiler, R. J.; GjØrv, O. E. (1990a): Backscattered electron imaging of cement pastes hydrated at different temperatures. In: *Cement and Concrete Research* 20 (2), S. 308–311.
- Kjellsen, K. O.; Detwiler, R. J.; GjØrv, O. E. (1990b): Pore structure of plain cement pastes hydrated at different temperatures. In: *Cement and Concrete Research* 20 (6), S. 927–933.
- Kjellsen, K. O.; Detwiler, R. J.; GjØrv, O. E. (1991): Development of microstructures in plain cement pastes hydrated at different temperatures. In: *Cement and Concrete Research* 21 (1), S. 179–189.
- Kjellsen, K. O.; Jennings, H. M.; Lagerblad, B. (1996): Evidence of hollow shells in the microstructure of cement paste. In: *Cement and Concrete Research* 26 (4), S. 593–599.
- Kleyner, I.; Krizek, R. J. (1995): Mathematical model for bore-injected cement grout installations. In: *Journal of Geotechnical Engineering* 121 (11), S. 782–788.
- Klika, Z.; Bartoňová, L.; Kostura, B.; Maierová, P.; Vlček, J.; Dobrovská, J. et al. (2022): Critical evaluation of quantitative determination of minerals in slags by a new MCQMA and QXRD methods. In: *Mat. Struct.* 55 (10), S. 1–15.
- Kluckert, K. D. (2008): Grenzen des Düsenstrahlverfahrens bei aussergewöhnlichen Randbedingungen. In: *Tiefbau* (6), S. 343–350.
- Knopp, J.; Moormann, C. (2016): Ettringittreiben in bindemittelbehandelten sulfathaltigen Böden. In: Vogt, C. (Hg.): Bauen in Boden und Fels. 10. Kolloquium, 19. und 20. Januar 2016 : [Tagungshandbuch 2016]. Ostfildern: Technische Akademie Esslingen, S. 417–422.
- Kocaba, V. (2009): Development and evaluation of methods to follow microstructural development of cementitious systems including slags. Dissertation. École polytechnique fédérale de Lausanne. Lausanne.
- Kocaba, V.; Gallucci, E.; Scrivener, K. L. (2012): Methods for determination of degree of reaction of slag in blended cement pastes. In: *Cement and Concrete Research* 42 (3), S. 511–525.
- Koelliker, E. (1983): Über die Wirkung von Wasser und wässriger Kohlensäure auf Beton. In: Wittmann, F. H. (Hg.): Werkstoffwissenschaften und Bausanierung. Berichtsband des Internationalen Kolloquiums, 6.-8. Sept. 1983. Filderstadt: Edition Lack u. Chemie, S. 195–200.

- Kolditz, O.; Bauer, S.; Bilke, L.; Böttcher, N.; Delfs, J. O.; Fischer, T. et al. (2012): OpenGeoSys: an open-source initiative for numerical simulation of thermo-hydro-mechanical/chemical (THM/C) processes in porous media. In: *Environmental Earth Sciences* 67 (2), S. 589–599.
- Kolymbas, D. (2016): Geotechnik. Bodenmechanik, Grundbau und Tunnelbau. 4. Aufl. Berlin: Springer Vieweg.
- König, H. (2010): Untersuchungen zur Kinetik grundlegender Reaktionsschritte bei der Hydratation von Portland- und Hochfenzementen. Dissertation. Technische Universität München. München.
- Köster, H.; Dietz, K. (2006): Herstellung von Zuggliedern in aggressivem Grundwasser. 29. Baugrundtagung. Baugrundtagung. Bremen, 2006.
- Kränkell, T. (2018): Rheology and workability testing of deep foundation concrete in Europe and the US. Research report. Hg. v. Technical University of Munich. Centre of Building Materials - Chair of Materials Science and Testing. München (20-F-0107).
- Krenkler, K. (1980): Chemie des Bauwesens. Band 1: Anorganische Chemie. 1 Band. Berlin: Heidelberg: Springer.
- Krentz, M. (2015): Zur guten fachlichen Praxis des Düsenstrahlverfahrens. In: *Geotechnik* 38 (1), S. 56–64.
- Krishnya, S.; Kopitha, K.; Yoda, Y.; Kitagaki, R.; Elakneswaran, Y. (2024): Development and verification of an integrated hydration, geochemical and transport model for the hydrated cement paste exposed to an aggressive chemical environment. In: *Cement and Concrete Composites* 146, S. 105374.
- Kühl, H. (1961): Zement-Chemie. Die Erhärtung und die Verarbeitung der hydraulischen Bindemittel. 3. Aufl. Berlin: VEB Verlag Technik (3).
- Kulik, D. A. (2011): Improving the structural consistency of C-S-H solid solution thermodynamic models. In: *Cement and Concrete Research* 41 (5), S. 477–495.
- Kulik, D. A.; Kersten, M. (2001): Aqueous Solubility Diagrams for Cementitious Waste Stabilization Systems: II, End-Member Stoichiometries of Ideal Calcium Silicate Hydrate Solid Solutions. In: *Journal of the American Ceramic Society* 84 (12), S. 3017–3026.
- Kulik, D. A.; Winnefeld, F.; Kulik, A.; Miron, G. D.; Lothenbach, B. (2021): CemGEMS – an easy-to-use web application for thermodynamic modeling of cementitious materials. In: *RILEM Tech Lett* 6, S. 36–52.
- Kumar, R.; Bhattacharjee, B. (2003): Porosity, pore size distribution and in situ strength of concrete. In: *Cement and Concrete Research* 33 (1), S. 155–164.
- Kunther, W.; Lothenbach, B.; Scrivener, K. (2013a): Influence of bicarbonate ions on the deterioration of mortar bars in sulfate solutions. In: *Cement and Concrete Research* 44, S. 77–86.
- Kunther, W.; Lothenbach, B.; Scrivener, K. L. (2013b): Deterioration of mortar bars immersed in magnesium containing sulfate solutions. In: *Materials and Structures* 46 (12), S. 2003–2011.
- Künzel, H. M. (1994): Verfahren zur ein- und zweidimensionalen Berechnung des gekoppelten Wärme- und Feuchtetransports in Bauteilen mit einfachen Kennwerten. Dissertation. Universität Stuttgart. Stuttgart.
- Kurdowski, W. (2014): Cement and concrete chemistry. Dordrecht: Springer Netherlands.
- Kurihara, R.; Maruyama, I. (2022): Revisiting Tennis-Jennings method to quantify low-density/high-density calcium silicate hydrates in Portland cement pastes. In: *Cement and Concrete Research* 156, S. 106786.
- Kutchko, B. G.; Strazisar, B. R.; Dzombak, D. A.; Lowry, G. V.; Thaulow, N. (2007): Degradation of well cement by CO₂ under geologic sequestration conditions. In: *Environmental science & technology* 41 (13), S. 4787–4792.
- Kutzner, C. (1991): Injektionen im Baugrund. Stuttgart: Enke.
- Kuzel, H.-J. (1996): Initial hydration reactions and mechanisms of delayed ettringite formation in Portland cements. In: *Cement and Concrete Composites* 18 (3), S. 195–203.
- Lach, V.; Rosova, M. (1980): The development of porosity in hydrated pastes and water-cement ratio. In: 7th ICCB International Congress on the Chemistry of Cement. Proceedings, IV. Paris, 30 June - 04 July. 4 Bände. Paris, 776–782.
- Lächler, A. (2009): Bedeutung herstellungsbedingter Einflüsse auf das Trag- und Verformungsverhalten von Schlitzwänden. Dissertation. Stuttgart: Institut für Geotechnik (Mitteilung des Instituts für Geotechnik, 63).

- Lahmann, D.; Edvardsen, C.; Kessler, S. (2023): Autogenous self-healing of concrete: Experimental design and test methods – A review. In: *Engineering Reports* 5 (1).
- Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (1987): Grundwasser - Richtlinien für die Beobachtung und Auswertung. Teil 2 - Grundwassertemperatur. Essen.
- Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (2004): Ableitung von Geringfügigkeitsschwellenwerten für das Grundwasser. Hg. v. Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA). Düsseldorf.
- Lang, E. (2005): Durability aspects of CEM II/B-M with blastfurnace slag and limestone. In: Dhir, R. K., Harrison, T. A. und Newlands, M. D. (Hg.): International Conference on Cement Combinations for Durable Concrete. Proceedings. Dundee, Scotland, 5-7 July. University of Dundee. London: Telford (Global construction, Event 1), S. 55–64.
- Lang, I.; Setzer, M. J. (1988): Einfluss von Feinstteilen auf Porenstruktur und Betoneigenschaften. In: *TIZ international* 112 (4), S. 239–242.
- Langelier, W. F. (1936): The analytical control of anticorrosion water treatment. In: *Journal American Water Works Association* 28 (10), S. 1500–1521.
- Lawrence, C. D. (1992): The influence of binder type on sulfate resistance. In: *Cement and Concrete Research* 22 (6), S. 1047–1058.
- Le Bescop, P.; Lothenbach, B.; Samson, E.; Snyder, K. A. (2013): Modeling degradation of cementitious materials in aggressive aqueous environments. In: Alexander, M., Bertron, A. und Belie, N. de (Hg.): Performance of cement-based materials in aggressive aqueous environments. State-of-the-Art Report, RILEM TC 211 - PAE. Dordrecht: Springer (RILEM State-of-the-Art Reports, 10), S. 177–218.
- Lea, F. M. (1965): The action of ammonium salts on concrete. In: *Magazine of Concrete Research* 17 (52), S. 115–116.
- Lee, H.; Cody, R. D.; Cody, A. M.; Spry, P. G. (2002): Observations on brucite formation and the role of brucite in Iowa highway concrete deterioration. In: *Environmental & Engineering Geoscience* 8 (2), S. 137–145.
- Lee, J. van der; Windt, L. de; Lagneau, V.; Goblet, P. (2003): Module-oriented modeling of reactive transport with HYTEC. In: *Computers & Geosciences* 29 (3), S. 265–275.
- Lee, S.-W.; Kim, T.-S.; Sim, B.-K.; Kim, J.-S.; Lee, I.-M. (2012): Effect of pressurized grouting on pullout resistance and group efficiency of compression ground anchor. In: *Canadian Geotechnical Journal* 49 (8), S. 939–953.
- Leemann, A.; Münch, B.; Gasser, P.; Holzer, L. (2006): Influence of compaction on the interfacial transition zone and the permeability of concrete. In: *Cement and Concrete Research* 36 (8), S. 1425–1433.
- Lesemann, H. (2010): Anwendung polymerer Stützflüssigkeiten bei der Herstellung von Bohrpfehlern und Schlitzwänden. Dissertation. Technische Universität München. München.
- Lesti, M.; Tiemeyer, C.; Plank, J. (2013): CO₂ stability of Portland cement based well cementing systems for use on carbon capture & storage (CCS) wells. In: *Cement and Concrete Research* 45, S. 45–54.
- L'Hermite, R. G. (1960): Volume change of concrete. In: National Bureau of Standards (Hg.): 4th ICCI International Symposium on the Chemistry of Cement. Proceedings, Bd. 2. Washington D. C., 02-07 October. 2 Bände. Washington: United States, Government Printing Office (National Bureau of Standards Monograph, 43), S. 659.
- Li, K.; Stroeven, P.; Stroeven, M.; Sluys, L. J. (2017): A numerical investigation into the influence of the interfacial transition zone on the permeability of partially saturated cement paste between aggregate surfaces. In: *Cement and Concrete Research* 102, S. 99–108.
- Lin, X.; Vollpracht, A. (2018): Bewertung der Umweltverträglichkeit von Zementsuspensionen. Forschungsbericht-Nr. F7101. Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag (Bauforschung, T 3357).
- Lings, M. L.; Ng, C. W.; Nash, D. F. T. (1994): The lateral pressure of wet concrete in diaphragm wall panels cast under bentonite. In: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering* 107 (3), S. 163–172.
- Lipus, K. (2020): New approach for testing SR cements. In: Menéndez, E. und Baroghel-Bouny, V. (Hg.): External sulphate attack – field aspects and lab tests. RILEM Final Workshop of TC 251-SRT (Madrid - SPAIN, 2018), Bd. 21. Cham: Springer (RILEM Bookseries, 21), S. 107–120.

- Lipus, K.; Puntke, S. (2003a): Sulfatwiderstand unterschiedlich zusammengesetzte Betone (Teil 1). In: *Beton* 53 (2), S. 97–100.
- Lipus, K.; Puntke, S. (2003b): Sulfatwiderstand unterschiedlich zusammengesetzte Betone (Teil 2). In: *Beton* 53 (3), S. 153–157.
- Lipus, K.; Rickert, J. (2011): Impact of low magnesium concentrations on sulphate resistance of cement fly ash blends at practical relevant sulphate attack conditions. In: Palomo, A. (Hg.): 13th ICCI International Congress on the Chemistry of Cement. Proceedings. Madrid, Spain, 3-8 July, S. 391.
- Lipus, K.; Thielen, G. (2006): Teil 1 - Schadenspotential durch Thaumazitbildung. In: Breitenbücher, R. (Hg.): Sachstandbericht - Sulfatangriff auf Beton. 1. Aufl. Berlin: Beuth (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 554), S. 15–48.
- Liska, M.; Hewlett, P. C.; Lea, F. M. (Hg.) (2019a): *Lea's chemistry of cement and concrete*. Fifth edition. Oxford: Butterworth-Heinemann.
- Liska, M.; Wilson, A.; Bensted, J. (2019b): Special Cements. In: Liska, M., Hewlett, P. C. und Lea, F. M. (Hg.): *Lea's chemistry of cement and concrete*. Fifth edition. Oxford: Butterworth-Heinemann, S. 585–640.
- Liu, H.; Ren, X.; Li, J.; Luo, L.; Li, H. (2023a): Probabilistic modeling for cementitious materials based on data of nanoindentation. In: *Buildings* 13 (2), S. 416.
- Liu, P.; Chen, Y.; Yu, Z.; Lu, Z. (2019): Effect of sulfate solution concentration on the deterioration mechanism and physical properties of concrete. In: *Construction and Building Materials* 227, S. 1–10.
- Liu, W.; Lin, S.; Li, Y.; Long, W.; Dong, Z.; Tang, L. (2020): Slag blended cement paste carbonation under different CO₂ concentrations: Controls on mineralogy and morphology of products. In: *Materials* 13 (15), S. 3404.
- Liu, X.; Feng, P.; Li, W.; Geng, G.; Huang, J.; Gao, Y. et al. (2021): Effects of pH on the nano/micro structure of calcium silicate hydrate (C-S-H) under sulfate attack. In: *Cement and Concrete Research* 140, S. 106306.
- Liu, Z.; van den Heede, P.; Zhang, C.; Shi, X.; Wang, L.; Li, J. et al. (2023b): Carbonation of blast furnace slag concrete at different CO₂ concentrations: Carbonation rate, phase assemblage, microstructure and thermodynamic modelling. In: *Cement and Concrete Research* 169, S. 107161.
- Liu, Z.; Winslow, D. (1995): Sub-distributions of pore size: A new approach to correlate pore structure with permeability. In: *Cement and Concrete Research* 25 (4), S. 769–778.
- Locher, F. W. (2000): *Zement. Grundlagen der Herstellung und Verwendung*. 1. Aufl. Düsseldorf: Verlag Bau+Technik.
- Locher, F. W.; Rechenberg, W.; Sprung, S. (1984): Beton nach 20-jähriger Einwirkung von kalklösender Kohlensäure. In: *Beton* 34 (5), S. 193–198.
- Locher, F. W.; Richartz, W.; Sprung, S. (1976): Erstarren von Zement. Teil I: Reaktion und Gefügeentwicklung. In: *ZKG* 29 (10), S. 435–442.
- Locher, F. W.; Sprung, S. (1976): Die Beständigkeit von Beton gegenüber kalklösender Kohlensäure. In: Walz, K. (Hg.): *Betontechnische Berichte 1975*. Düsseldorf: Beton-Verlag (Betontechnische Berichte), S. 91–104.
- Lohaus, L.; Gerlach, J. (2016): *Sachstandbericht Verfahren zur Prüfung des Säurewiderstandes von Beton*. 1. Aufl. Berlin: Beuth (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 620).
- Lothenbach, B.; Alder, C.; Winnefeld, F.; Lunk, P. (2005): Einfluss der Temperatur und Lagerungsbedingungen auf die Festigkeitsentwicklung von Mörteln und Betonen. In: *Beton* 55 (12), S. 604–609.
- Lothenbach, B.; Bary, B.; Le Bescop, P.; Schmidt, T.; Letierrier, N. (2010): Sulfate ingress in Portland cement. In: *Cement and Concrete Research* 40 (8), S. 1211–1225.
- Lothenbach, B.; Durdzinski, P.; Weerd, K. de (2016): Thermogravimetric analysis. In: Scrivener, K., Snellings, R. und Lothenbach, B. (Hg.): *A practical guide to microstructural analysis of cementitious materials*. Boca Raton, London, New York: CRC Press, S. 177–211.
- Lothenbach, B.; Gruskovnjak, A. (2007): Hydration of alkali-activated slag: thermodynamic modelling. In: *Advances in Cement Research* 19 (2), S. 81–92.

- Lothenbach, B.; Kulik, D. A.; Matschei, T.; Balonis, M.; Baquerizo, L.; Dilnesa, B. et al. (2019): Cemdata18: A chemical thermodynamic database for hydrated Portland cements and alkali-activated materials. In: *Cement and Concrete Research* 115, S. 472–506.
- Lothenbach, B.; Matschei, T.; Möschner, G.; Glasser, F. P. (2008): Thermodynamic modelling of the effect of temperature on the hydration and porosity of Portland cement. In: *Cement and Concrete Research* 38 (1), S. 1–18.
- Lothenbach, B.; Nied, D.; L'Hôpital, E.; Achiedo, G.; Dauzères, A. (2015): Magnesium and calcium silicate hydrates. In: *Cement and Concrete Research* 77, S. 60–68.
- Lothenbach, B.; Winnefeld, F. (2006): Thermodynamic modelling of the hydration of Portland cement. In: *Cement and Concrete Research* 36 (2), S. 209–226.
- Lothenbach, B.; Winnefeld, F.; Alder, C.; Wieland, E.; Lunk, P. (2007): Effect of temperature on the pore solution, microstructure and hydration products of Portland cement pastes. In: *Cement and Concrete Research* 37 (4), S. 483–491.
- Loukili, A.; Roux, N.; Arlot, D. Feylessoufi, A. (1996): Effects of a high reduction in the initial water content in cement based matrices. In: Larrard, F. de (Hg.): Proceedings of the 4th international symposium on utilization of high strength/high performance concrete. Paris, 29 - 31 May, Bd. 3. 3 Bände. Paris: Presses Ponts et Chaussées, S. 1367–1373.
- Lu, B.; He, P.; Liu, J.; Peng, Z.; Song, B.; Hu, X. (2021): Microstructure of Portland cement paste subjected to different CO₂ concentrations and further water curing. In: *Journal of CO₂ Utilization* 53, S. 101714.
- Ludwig, H.-M. (2005): Bewertung ultrahochfester Betone unter dem Aspekt der Dauerhaftigkeit. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 100 (2), S. 116–123.
- Lukas, W. (1975): Betonzerstörung durch SO₃-Angriff unter Bildung von Thaumasit und Woodfordit. In: *Cement and Concrete Research* 5 (5), S. 503–517.
- Luke, K.; Glasser, F. P. (1988): Internal chemical evolution of the constitution of blended cements. In: *Cement and Concrete Research* 18 (4), S. 495–502.
- Lumley, J. S.; Gollop, R. S.; Moir, G. K.; Taylor, H. (1996): Degrees of reaction of the slag in some blends with Portland cements. In: *Cement and Concrete Research* 26 (1), S. 139–151.
- Lunk, P. (1997): Kapillares Eindringen von Wasser und Salzlösungen in Beton. Dissertation. ETH Zurich.
- Lura, P.; Jensen, O. M.; van Breugel, K. (2003): Autogenous shrinkage in high-performance cement paste: An evaluation of basic mechanisms. In: *Cement and Concrete Research* 33 (2), S. 223–232.
- Ma, H. (2014): Mercury intrusion porosimetry in concrete technology: tips in measurement, pore structure parameter acquisition and application. In: *Journal of Porous Media* 21 (2), S. 207–215.
- Maekawa, K.; Chaube, R.; Kishi, T. (1999): Modelling of concrete performance. Hydration, microstructure formation and mass transport. London: E & FN Spon.
- Maekawa, K.; Ishida, T.; Kishi, T. (2003): Multi-scale modeling of concrete performance. In: *Journal of Advanced Concrete Technology* 1 (2), S. 91–126.
- Malek, K.; Coppens, M.-O. (2003): Knudsen self- and Fickian diffusion in rough nanoporous media. In: *The Journal of Chemical Physics* 119 (5), S. 2801–2811.
- Malone, P. G. (1999): Use of permeable formwork in placing and curing concrete. prepared for U.S. Army Corps of Engineers. Technical Report SL-99-12. U.S. Army Corps of Engineers (High Performance Materials and Systems Research Program).
- Malorny, W. (2003): Mikrostrukturuntersuchungen zum Sulfatangriff bei Beton. 1. Aufl. Berlin: Beuth (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 543).
- Maltais, Y.; Samson, E.; Marchand, J. (2004): Predicting the durability of Portland cement systems in aggressive environments—Laboratory validation. In: *Cement and Concrete Research* 34 (9), S. 1579–1589.
- Manns, W.; Lange, H.-D. (1993): Forschungsvorhaben Einfluss aggressiver Wässer und Böden auf das Langzeitverhalten von Verpreßankern und Verpreßpfählen. Abschlußbericht zu Teil II: Ausziehversuche. Stuttgart: IRB Verlag (T 2550).

- Manns, W.; Zimbelmann, R.; Bayer, M. (1987): Forschungsvorhaben Einfluß aggressiver Wasser und Böden auf das Langzeitverhalten von Verpressankern und Verpresspfählen. Abschlußbericht zu Teil I: Grundsatzversuche. Stuttgart: IRB Verlag (IRB Forschungsberichte, T 1993).
- Marchand, J. (2001): Modeling the behavior of unsaturated cement systems exposed to aggressive chemical environments. In: *Materials and Structures* 34 (4), S. 195–200.
- Marchand, J.; Samson, E.; Maltais, Y.; Beaudoin, J. J. (2002a): Theoretical analysis of the effect of weak sodium sulfate solutions on the durability of concrete. In: *Cement and Concrete Composites* 24 (3-4), S. 317–329.
- Marchand, J.; Samson, E.; Maltais, Y.; Lee, R. J.; Sahu, S. (2002b): Predicting the performance of concrete structures exposed to chemically aggressive environment—Field validation. In: *Materials and Structures* 35 (10), S. 623–631.
- Märkl, V.; Stephan, D. A. (2016): Release behaviour of major elements and superplasticiser from cement suspensions. In: *Water, Air, & Soil Pollution* 227 (1), S. 1–14.
- Marsh, B. K. (1984): Relationship between engineering properties and microstructural characteristics of hardened cement paste containing pulverized-fuel ash as partial cement replacement. Dissertation. Hatfield Polytechnic. Hatfield.
- Martins, M. C.; Langaro, E. A.; Macioski, G.; Medeiros, M. H. (2021): External ammonium sulfate attack in concrete: Analysis of the current methodology. In: *Construction and Building Materials* 277, S. 122252.
- Mastrocicco, M.; Giambastiani, B.; Colombani, N. (2013): Ammonium occurrence in a salinized lowland coastal aquifer (Ferrara, Italy). In: *Hydrol. Process.* 27 (24), S. 3495–3501.
- Mather, B. (1997): Discussion of “The process of sulfate attack on cement mortars” by Shen Yang, Xu Zhongzi, and Tang Mingshu. In: *Advanced Cement Based Materials* 5 (3-4), S. 109–110.
- Matschei, T.; Bellmann, F.; Stark, J. (2005): Hydration behaviour of sulphate-activated slag cements. In: *Advances in Cement Research* 17 (4), S. 167–178.
- Matteo, E. N.; Huet, B.; Jové-Colón, C. F.; Scherer, G. W. (2018): Experimental and modeling study of calcium carbonate precipitation and its effects on the degradation of oil well cement during carbonated brine exposure. In: *Cement and Concrete Research* 113, S. 1–12.
- Mattheß, G. (1994): Die Beschaffenheit des Grundwassers. 3., überarb. Aufl. Berlin: Borntraeger (Lehrbuch der Hydrogeologie, Bd. 2).
- Mattson, E. D.; Bowman, R. S.; Lindgren, E. R. (2002): Electrokinetic ion transport through unsaturated soil: 1. Theory, model development, and testing. In: *Journal of contaminant hydrology* 54 (1-2), S. 99–120.
- Maultzsch, M. (1984): Zur Wirkung aggressiver Wässer auf Beton. In: *Amts- und Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM)* 14 (2), S. 124–128.
- Maultzsch, M. (1988): Die thermogravimetrische Analyse (TGA) in der Materialprüfung kunststoffmodifizierter Zementmörtel. In: *Materialprüfung* 30 (5), S. 157–161.
- Mayer, G. (1983): Untersuchungen zum Tragverhalten von Verpreßankern in Sand. Zugl.: TU Berlin, Fachbereich 7, Diss. : 1981. Berlin: UB d. TU (Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin, 12).
- McKinley, J. D. (1993): Grouted ground anchors and the soil mechanics aspects of cement grouting. Dissertation. University of Cambridge. Cambridge.
- McKinley, J. D.; Bolton, M. D. (1999): A geotechnical description of fresh cement grout—filtration and consolidation behaviour. In: *Magazine of Concrete Research* 51 (5), S. 295–307.
- Mehta, P. K. (1983): Mechanism of sulfate attack on Portland cement concrete — Another look. In: *Cement and Concrete Research* 13 (3), S. 401–406.
- Mehta, P. K.; Manmohan, D. (1980): Pore size distribution and permeability of hardened cement pastes. In: 7th ICCI International Congress on the Chemistry of Cement. Proceedings, III. Paris, 30 June - 04 July. 4 Bände. Paris, VII-1- VII-5.

- Meller, N.; Hall, C.; Jupe, A. C.; Colston, S. L.; Jacques, S. D. M.; Barnes, P.; Phipps, J. (2004): The paste hydration of brownmillerite with and without gypsum: a time resolved synchrotron diffraction study at 30, 70, 100 and 150 °C. In: *Journal of Materials Chemistry* 14 (3), S. 428–435.
- Menéndez, E.; Matschei, T.; Glasser, F. P. (2013): Sulfate attack of concrete. In: Alexander, M., Bertron, A. und Belie, N. de (Hg.): Performance of cement-based materials in aggressive aqueous environments. State-of-the-Art Report, RILEM TC 211 - PAE. Dordrecht: Springer (RILEM State-of-the-Art Reports, 10), 7-74.
- Merkel, B.; Sperling, B. (1996): Hydrogeochemische Stoffsysteme. Teil I. Bonn: Wirtschafts- und Verl.-Ges. Gas und Wasser (Schriftenreihe des Deutschen Verbandes für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V., 110).
- Meyer, A. (1989): Oberflächennahe Betonschicht. Bedeutung für die Dauerhaftigkeit. In: *Beton* (5), S. 208–210.
- Miller, M.; Bobko, C.; Vandamme, M.; Ulm, F.-J. (2008): Surface roughness criteria for cement paste nanoindentation. In: *Cement and Concrete Research* 38 (4), S. 467–476.
- Mindess, S.; Young, J. F.; Darwin, D. (2003): Concrete. 2. Aufl. Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall.
- Mingyu, H.; Fumei, L.; Mingshu, T. (2006): The thaumasite form of sulfate attack in concrete of Yongan Dam. In: *Cement and Concrete Research* 36 (10), S. 2006–2008.
- Mino, I.; Fushii, Y.; Sakai, E. (1986): Early hydration of alite at low water to powder ratio. In: De Moraes Filho, J. E. (Hg.): 8th ICCI International Congress on the Chemistry of Cement. Proceedings. Special reports, Bd. 3. Rio de Janeiro, 22-27 September. 6 Bände, S. 167–172.
- Miyazawa, S.; Monteiro, P. (1996): Volume change of high-strength concrete in moist conditions. In: *Cement and Concrete Research* 26 (4), S. 567–572.
- Möller, G. (2012): Geotechnik. Grundbau. 2., vollst. überarb. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn (Bauingenieur-Praxis).
- Montarnal, P.; Mügler, C.; Colin, J.; Descostes, M.; Dimier, A.; Jacquot, E. (2007): Presentation and use of a reactive transport code in porous media. In: *Physics and Chemistry of the Earth, Parts A/B/C* 32 (1-7), S. 507–517.
- Monteiro, J.; Mehta, P. K. (1985): Ettringite formation on the aggregate — cement paste interface. In: *Cement and Concrete Research* 15 (2), S. 378–380.
- Monteiro, P. J. M. (2006): Scaling and saturation laws for the expansion of concrete exposed to sulfate attack. In: *Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America* 103 (31), S. 11467–11472.
- Moormann, C. (2015): Jahresbericht 2015 des Arbeitskreises "Pfähle" der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT). In: *Bautechnik* 92 (12), S. 895–899.
- Moormann, C. (2023): Jahresbericht 2022 des Arbeitskreises „Pfähle“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT). In: *Bautechnik* 100 (2), S. 101–108.
- Moormann, C.; Vogt-Breyer, C. (Hg.) (2020): 12. Kolloquium Bauen in Boden und Fels. Fachtagung über aktuelle Herausforderungen der Geotechnik. 1st ed. Tübingen: expert verlag.
- Morandea, A.; Thiéry, M.; Dangla, P. (2014): Investigation of the carbonation mechanism of CH and C-S-H in terms of kinetics, microstructure changes and moisture properties. In: *Cement and Concrete Research* 56, S. 153–170.
- Moranville-Regourd, M.; Kamali-Bernard, S. (2019): Cements made from blastfurnace slag. In: Liska, M., Hewlett, P. C. und Lea, F. M. (Hg.): Lea's chemistry of cement and concrete. Fifth edition. Oxford: Butterworth-Heinemann, S. 470–507.
- Moukwa, M. (1990): Characteristics of the attack of cement paste by MgSO₄ and MgCl₂ from the pore structure measurements. In: *Cement and Concrete Research* 20 (1), S. 148–158.
- Mounanga, P.; Baroghel-Bouny, V.; Loukili, A.; Khelidj, A. (2006): Autogenous deformations of cement pastes: Part I. Temperature effects at early age and micro–macro correlations. In: *Cement and Concrete Research* 36 (1), S. 110–122.
- Müllauer, W.; Beddoe, R. E.; Heinz, D. (2015): Leaching behaviour of major and trace elements from concrete: Effect of fly ash and GGBS. In: *Cement and Concrete Composites* 58, S. 129–139.
- Müllauer, W. E. (2013): Mechanismen des Sulfatangriffs auf Beton. Phasenneubildungen und Expansionsdrücke in Mörteln unter Na₂SO₄ Belastung. Dissertation. Technische Universität München. München.

- Muller, A. C. A.; Scrivener, K. L.; Gajewicz, A. M.; McDonald, P. J. (2013): Densification of C–S–H measured by ^1H NMR relaxometry. In: *The Journal of Physical Chemistry C* 117 (1), S. 403–412.
- Müller, H. S.; Nolting, U.; Haist, M. (Hg.) (2011): Schutz und Widerstand durch Betonbauwerke bei chemischem Angriff. 8. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung. Karlsruhe, 17. März. Karlsruher Institut für Technologie. Karlsruhe: KIT Scientific Publishing.
- Myers, R. J.; Bernal, S. A.; Provis, J. L. (2014): A thermodynamic model for C-(N-)A-S-H gel: CNASH_{ss}. Derivation and validation. In: *Cement and Concrete Research* 66, S. 27–47.
- Nägele, E.; Hillemeier, B.; Hilsdorf, H. K. (1984): Der Angriff von Ammoniumsalzlösungen auf Beton. In: *Betonwerk + Fertigteil-Technik* (11), S. 742–751.
- Nakarai, K.; Ishida, T.; Maekawa, K. (2006): Modeling of calcium leaching from cement hydrates coupled with micro-pore formation. In: *Journal of Advanced Concrete Technology* 4 (3), S. 395–407.
- National Bureau of Standards (Hg.) (1960): 4th ICC International Symposium on the Chemistry of Cement. Proceedings. Washington D. C., 02-07 October. 2 Bände. Washington: United States, Government Printing Office (National Bureau of Standards Monograph, 43).
- National council for cement and building materials (Hg.) (1992): 9th ICC International Congress of Chemistry of Cement. Proceedings. New Dehli, India. National council for cement and building materials. 6 Bände.
- National Institute of Standards & Technology (2016): Certificate of analysis standard reference material 1881a. Portland cement (blended with slag and fly ash). Gaithersburg, MD (Standard Reference Material).
- Naumov, D.; Bilke, L.; Lehmann, C.; Fischer, T.; Wang, W.; Shao, H. et al. (2024): OpenGeoSys. Version 6.5.3: Zenodo.
- Navi, P.; Pignat, C. (1996): Simulation of cement hydration and the connectivity of the capillary pore space. In: *Advanced Cement Based Materials* 4 (2), S. 58–67.
- Nebel, H. S.; Ramler, D.; Matschei, T. (2022): Dauerhaftigkeitsnachweis chemisch beanspruchter Betone: Angriff durch kalklösende Kohlensäure. In: *Beton* 72 (6), S. 208–211.
- Nedunuri, S. S. S. A.; Sertse, S. G.; Muhammad, S. (2020): Microstructural study of Portland cement partially replaced with fly ash, ground granulated blast furnace slag and silica fume as determined by pozzolanic activity. In: *Construction and Building Materials* 238, S. 117561.
- Neville, A. M. (2011): Properties of concrete. 5. Aufl. Harlow: Pearson.
- Nie, D.; Wang, H.; Li, P.; Han, X.; Zhang, J.; Wang, C. (2021): A Methodology to evaluate long term durability of dam concrete due to calcium leaching through microscopic tests and numerical analysis. In: *Materials* 14 (24), S. 7819.
- Nied, D.; Enemark-Rasmussen, K.; L'Hopital, E.; Skibsted, J.; Lothenbach, B. (2016): Properties of magnesium silicate hydrates (M-S-H). In: *Cement and Concrete Research* 79, S. 323–332.
- Nielsen, E. P.; Geiker, M. R. (2003): Chloride diffusion in partially saturated cementitious material. In: *Cement and Concrete Research* 33 (1), S. 133–138.
- Nikbakhtan, B.; Osanloo, M. (2009): Effect of grout pressure and grout flow on soil physical and mechanical properties in jet grouting operations. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 46 (3), S. 498–505.
- Nissen, H.; Herten, M.; Pulsfort, M. (2020a): Herstellungseinflüsse auf die Druckentwicklung im Frischbeton bei Bohrpfehlen in nichtbindigen Böden. In: Moormann, C. und Vogt-Breyer, C. (Hg.): 12. Kolloquium Bauen in Boden und Fels. Fachtagung über aktuelle Herausforderungen der Geotechnik. 1st ed. Tübingen: expert verlag.
- Nissen, H.; Herten, M.; Pulsfort, M. (2020b): Neue Erkenntnisse zur Frischbetondruckentwicklung in Schlitzwänden. In: Stahlmann, J. (Hg.): Messen in der Geotechnik 2020. Braunschweig, 20.-21. Februar (Mitteilung des Instituts für Geomechanik und Geotechnik, Technische Universität Braunschweig, Heft Nr. 110), S. 189–206.
- Nissenbaum, A. (1977): Minor and trace elements in Dead Sea water. In: *Chemical Geology* 19 (1-4), S. 99–111.
- Njock, P. G. A.; Chen, J.; Modoni, G.; Arulrajah, A.; Kim, Y.-H. (2018): A review of jet grouting practice and development. In: *Arabian Journal of Geosciences* 11 (16), S. 1–31.
- Nuber, T.; Lensing, H.-J.; Radny, D.; Pfeiffer, W. (2024a): Betonaggressivität des Grundwassers in Deutschland. Teil 1: Herkunft und räumliche Verteilung relevanter Wasserinhaltsstoffe. In: *Bautechnik* 101 (6), S. 345–353.

- Nuber, T.; Lensing, H.-J.; Radny, D.; Pfeiffer, W. (2024b): Betonaggressivität des Grundwassers in Deutschland. Teil 2: Validierung der räumlichen Auswertungen anhand von Analyseergebnissen. In: *Bautechnik* 101 (6), S. 354–357.
- Numata, S.; Amano, H.; Minami, K. (1990): Diffusion of tritiated water in cement materials. In: *Journal of Nuclear Materials* 171 (2-3), S. 373–380.
- Nürnberg, U. (1995): Korrosion und Korrosionsschutz im Bauwesen. Band 1 Grundlagen, Betonbau. Wiesbaden, Berlin: Bauverlag.
- Nyame, B. K.; Illston, J. M. (1980): Capillary pore structure and permeability of hardened cement paste. In: 7th ICC International Congress on the Chemistry of Cement. Proceedings, III. Paris, 30 June - 04 July. 4 Bände. Paris, VI-181-VI-185.
- Oberste-Padtberg, R. (1985): Degradation of cements by magnesium brines. In: International Cement Microscopy Association (Hg.): Proceedings of the Seventh International Conference on Cement Microscopy. Forth Worth, TX, 25–28 March. International Cement Microscopy Association, S. 24–36.
- Obla, K. H.; Lobo, C. L. (2017): Criteria for concrete mixtures resistant to chemical sulfate attack. In: *ACI Symposium Publication* 317, S. 1–16.
- Odler, I.; Rößler, M. (1985): Investigations on the relationship between porosity, structure and strength of hydrated Portland cement pastes II. Effect of pore structure and of degree of hydration. In: *Cement and Concrete Research* 15 (3), S. 401–410.
- Oh, B. H.; Jang, S. Y. (2004): Prediction of diffusivity of concrete based on simple analytic equations. In: *Cement and Concrete Research* 34 (3), S. 463–480.
- Ollivier, J. P.; Maso, J. C.; Bourdette, B. (1995): Interfacial transition zone in concrete. In: *Advanced Cement Based Materials* 2 (1), S. 30–38.
- ÖNORM 4710-3:2023-01-01, Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung, Verwendung und Konformität - Teil 3: Nationale Anwendung der Prüfnormen für Beton und seiner Ausgangsstoffe.
- ÖNORM B 4710-1:2007-10-01, Beton Teil 1: Festlegung, Herstellung, Verwendung und Konformitätsnachweis. Wien.
- Osborne, G. J. (1999): Durability of Portland blast-furnace slag cement concrete. In: *Cement and Concrete Composites* 21 (1), S. 11–21.
- Ostermayer, H. (2001): Verpressanker. In: Smolczyk, U. (Hg.): Grundbau-Taschenbuch. Teil 2: Geotechnische Verfahren, Bd. 2. 6. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn, S. 167–210.
- Ostermayer, H.; Werner, H.-U. (1972): Neue Erkenntnisse und Entwicklungstendenzen in der Verankerungstechnik. In: Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau (Hg.): Vorträge der Baugrundtagung 1972. Baugrundtagung. Stuttgart, S. 235–262.
- Page, C. L.; Short, N. R.; El Tarras, A. (1981): Diffusion of chloride ions in hardened cement pastes. In: *Cement and Concrete Research* 11 (3), S. 395–406.
- Page, C. L.; Vennesland, Ø. (1983): Pore solution composition and chloride binding capacity of silica-fume cement pastes. In: *Matériaux et Construction* 16 (1), S. 19–25.
- Pane, I.; Hansen, W. (2005): Investigation of blended cement hydration by isothermal calorimetry and thermal analysis. In: *Cement and Concrete Research* 35 (6), S. 1155–1164.
- Pang, X.; Sun, L.; Sun, F.; Zhang, G.; Guo, S.; Bu, Y. (2021): Cement hydration kinetics study in the temperature range from 15 °C to 95 °C. In: *Cement and Concrete Research* 148, S. 106552.
- Paproth, E.; Paproth, H. (1966): Zementstein als Mittel zum Aufbau von Zug- und Druckpfählen sowie von Pfahlwänden. In: *Bautechnik* 43 (11), S. 385–391.
- Parkhurst, D. L.; Appelo, C. (2013): Description of input and examples for PHREEQC version 3—A computer program for speciation. Hg. v. U.S. Geological Survey. Denver, CO (Techniques and Methods, Book 6 – Section A, Chapter 43).
- Patel, R. A.; Phung, Q. T.; Seetharam, S. C.; Perko, J.; Jacques, D.; Maes, N. et al. (2016): Diffusivity of saturated ordinary Portland cement-based materials: A critical review of experimental and analytical modelling approaches. In: *Cement and Concrete Research* 90, S. 52–72.

- Paul, A.; Rashidi, M.; Kim, J.-Y.; Jacobs, L. J.; Kurtis, K. E. (2022): The impact of sulfate- and sulfide-bearing sand on delayed ettringite formation. In: *Cement and Concrete Composites* 125, S. 104323.
- Pavlík, V. (1994a): Corrosion of hardened cement paste by acetic and nitric acids part I: Calculation of corrosion depth. In: *Cement and Concrete Research* 24 (3), S. 551–562.
- Pavlík, V. (1994b): Corrosion of hardened cement paste by acetic and nitric acids part II: Formation and chemical composition of the corrosion products layer. In: *Cement and Concrete Research* 24 (8), S. 1495–1508.
- Perlot, C.; Verdier, J.; Carcassès, M. (2007): Influence of cement type on transport properties and chemical degradation: Application to nuclear waste storage. In: *Materials and Structures* 39 (5), S. 511–523.
- Persson, B. (1997): Moisture in concrete subjected to different kinds of curing. In: *Materials and Structures* 30 (9), S. 533–544.
- Phung, Q. T.; Maes, N.; Jacques, D.; Schutter, G. de; Ye, G. (2016): Investigation of the changes in microstructure and transport properties of leached cement pastes accounting for mix composition. In: *Cement and Concrete Research* 79, S. 217–234.
- Picandet, V.; Rangeard, D.; Perrot, A.; Lecompte, T. (2011): Permeability measurement of fresh cement paste. In: *Cement and Concrete Research* 41 (3), S. 330–338.
- Pinson, M. B.; Masoero, E.; Bonnaud, P. A.; Manzano, H.; Ji, Q.; Yip, S. et al. (2015): Hysteresis from Multiscale Porosity: Modeling Water Sorption and Shrinkage in Cement Paste. In: *Physical Review Applied* 3 (6), S. 64009.
- Pipilikaki, P.; Beazi-Katsioti, M. (2009): The assessment of porosity and pore size distribution of limestone Portland cement pastes. In: *Construction and Building Materials* 23 (5), S. 1966–1970.
- Plank, J.; Brandl, A. (2009): Zementkorrosion bei Öl- und Gasbohrungen. Literaturstudie. Unter Mitarbeit von Plank, J. und Brandl, A. Hamburg: DGMK (DGMK-Forschungsbericht, 652-1).
- Plank, J.; Sieber, R. (2011): Eignung von Tonerdezementen für die Bohrlochzementierung unter korrosiven Bedingungen, insbesondere bei CO₂-Einpresseung. Hamburg: DGMK (DGMK-Forschungsbericht, 652-2).
- Pohl, M.; Abratis, J.; Peschken, G. (2022): Jet grouted tie-back piles at high loads in an aggressive soil environment. In: Rahman, M. M. und Jaksa, M. (Hg.): 20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Proceedings. Sydney, 1-5 May. Australian Geomechanics Society, S. 4157–4162.
- Pohl, M.; Nuber, T.; Abratis, J.; Peschken, G. (2020): Düsenstrahlpfähle für die Schleuse Brunsbüttel unter besonderer Berücksichtigung der GW-Verhältnisse. In: *Bautechnik* 97 (6), S. 427–432.
- Pouya, J.; Neji, M.; Windt, L. de; Péalès, F.; Socié, A.; Corvisier, J. (2024): Investigating chemical and cracking processes in cement paste exposed to a low external sulfate attack with emphasis on the contribution of gypsum. In: *Construction and Building Materials* 413, S. 134845.
- Powers, T. C. (1958): Structure and physical properties of hardened Portland cement paste. In: *Journal of the American Ceramic Society* 41 (1), S. 1–6.
- Powers, T. C. (1960): Physical properties of cement paste. Paper V-1. In: National Bureau of Standards (Hg.): 4th ICCI International Symposium on the Chemistry of Cement. Proceedings, Bd. 2. Washington D. C., 02-07 October. 2 Bände. Washington: United States, Government Printing Office (National Bureau of Standards Monograph, 43), S. 577–613.
- Pradhan, B.; Nagesh, M.; Bhattacharjee, B. (2005): Prediction of the hydraulic diffusivity from pore size distribution of concrete. In: *Cement and Concrete Research* 35 (9), S. 1724–1733.
- Price, W. F.; Widdows, S. J. (1991): The effects of permeable formwork on the surface properties of concrete. In: *Magazine of Concrete Research* 43 (155), S. 93–104.
- Prinz, H.; Strauß, R. (2018): Ingenieurgeologie. 6. Aufl. Berlin, Heidelberg: Springer Spektrum (Springer eBook Collection).
- Promentilla, M. A. B.; Sugiyama, T.; Hitomi, T.; Takeda, N. (2008): Characterizing the 3D pore structure of hardened cement paste with synchrotron microtomography. In: *Journal of Advanced Concrete Technology* 6 (2), S. 273–286.
- Puntke, W. (2002): Wasseranspruch von feinen Kornhaufwerken. In: *Beton* 52 (5), S. 242–248.
- Raith, M. M.; Raase, P.; Reinhardt, J. (2011): Leitfaden zur Dünnschliffmikroskopie. Bonn.

- Ramachandran, V. S. (1995): Concrete admixtures handbook. Properties, science, and technology. 2. ed. Park Ridge, NJ: Noyes Publications (Building materials science series).
- Rangelov, M.; Nassiri, S. (2018): Empirical time-dependent tortuosity relations for hydrating mortar mixtures based on modified Archie's law. In: *Construction and Building Materials* 171, S. 825–838.
- Rasheeduzzafar; Al-Amoudi, O. S. B.; Abduljawwad, S. N.; Maslehuddin, M. (1994): Magnesium-sodium sulfate attack in plain and blended cements. In: *Journal of Materials in Civil Engineering* 6 (2), S. 201–222.
- Rechenberg, W. (1976): Junger Beton in "stark" angreifendem Wasser. In: Walz, K. (Hg.): *Betontechnische Berichte* 1975. Düsseldorf: Beton-Verlag (Betontechnische Berichte), S. 57–65.
- Rechenberg, W.; Sylla, H. M. (1996): Die Wirkung von Magnesium auf Beton. In: *ZKG* 49 (1), S. 44–56.
- Rechenberg, W.; Sylla, H.-M. (1993): Die Wirkung von Ammonium auf Beton. In: *Beton* 43 (1), S. 26–31.
- Rendchen, K. (2000): Hochofenzement - Charakteristische Merkmale und Eigenschaften im Beton. In: *Beton* (6), S. 312–317.
- Rendell, F.; Jauberthie, R. (1999): The deterioration of mortar in sulphate environments. In: *Construction and Building Materials* 13 (6), S. 321–327.
- Reschke, T. (2001): Der Einfluss der Granulometrie der Feinstoffe auf die Gefügeentwicklung und die Festigkeit von Beton. Dissertation. Düsseldorf: Verlag Bau+Technik (Schriftenreihe der Zementindustrie, 62).
- Reschke, T.; Siebel, E.; Thielen, G. (2001): Einfluß der Granulometrie und Reaktivität von Zement und Zusatzstoffen auf die Festigkeits- und Gefügeentwicklung von Mörtel und Beton. In: Thielen, G. (Hg.): *Betontechnische Berichte*. 1998-2000. Düsseldorf: Verlag Bau+Technik, S. 25–38.
- Richardson, I. (1999): The nature of C-S-H in hardened cements. In: *Cement and Concrete Research* 29 (8), S. 1131–1147.
- Richardson, J. M.; Biernacki, J. J.; Stutzman, P. E.; Bentz, D. P. (2002): Stoichiometry of slag hydration with calcium hydroxide. In: *Journal of the American Ceramic Society* 85 (4), S. 947–953.
- Rickert, J. (2016): Beurteilung des SVA-Flachprismenverfahrens zur Bestimmung des Sulfatwiderstands von Zementen und Ableitung eines modifizierten, praxisgerechten Prüfverfahrens. Hg. v. Verein Deutscher Zementwerke. Düsseldorf (AiF-Forschungsvorhaben, 18024 N).
- Riedel, W.; Bimberg, R.; Häwecker, M.; Göhring, C. (1971): Der Einfluss der Zementminerale auf die Korrosionsbeständigkeit von Portlandzementen in Magnesiumsalzlösungen. In: *ZKG* 24 (7), S. 283–300.
- Rigo, E. (2005): Ein probabilistisches Konzept zur Beurteilung der Korrosion zementgebundener Baustoffe durch lösenden und treibenden Angriff. Dissertation. Braunschweig: IBMB (Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (IBMB), TU Braunschweig, Heft 187).
- Rigo, E.; Unterderweide, K. (2011): Chemischer Angriff auf verpresste Anker und Pfähle. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 106 (5), S. 308–313.
- Rimmelé, G.; Barlet-Gouédard, V.; Porcherie, O.; Goffé, B.; Brunet, F. (2008): Heterogeneous porosity distribution in Portland cement exposed to CO₂-rich fluids. In: *Cement and Concrete Research* 38 (8-9), S. 1038–1048.
- Rochelle, C. A.; Milodowski, A. E. (2013): Carbonation of borehole seals: Comparing evidence from short-term laboratory experiments and long-term natural analogues. In: *Applied Geochemistry* 30, S. 161–177.
- Rodrigues, A.; Duchesne, J.; Fournier, B.; Durand, B.; Rivard, P.; Shehata, M. (2012): Mineralogical and chemical assessment of concrete damaged by the oxidation of sulfide-bearing aggregates: Importance of thaumasite formation on reaction mechanisms. In: *Cement and Concrete Research* 42 (10), S. 1336–1347.
- Rogers, D. E. (1973): Determination of carbon dioxide and aggressive carbon dioxide in waters. In: *New Zealand Journal of Science* 16, S. 875–893.
- Romberg, H. (1978): Zementsteinporen und Betoneigenschaften. In: *Beton-Informationen* 18 (5), S. 50–55.
- Rossetti, A.; Ikumi, T.; Segura, I.; Irassar, E. F. (2021): Sulfate performance of blended cements (limestone and illite calcined clay) exposed to aggressive environment after casting. In: *Cement and Concrete Research* 147, S. 106495.

- Rößler, C.; Steiniger, F.; Ludwig, H.-M. (2017): Characterization of C-S-H and C-A-S-H phases by electron microscopy imaging, diffraction, and energy dispersive X-ray spectroscopy. In: *Journal of the American Ceramic Society* 100 (4), S. 1733–1742.
- Rößler, M.; Odler, I. (1985): Investigations on the relationship between porosity, structure and strength of hydrated portland cement pastes I. Effect of porosity. In: *Cement and Concrete Research* 15 (2), S. 320–330.
- Rouquerol, J.; Avnir, D.; Fairbridge, C. W.; Everett, D. H.; Haynes, J. M.; Pernicone, N. et al. (1994): Recommendations for the characterization of porous solids. (Technical Report). In: *Pure and Applied Chemistry* 66 (8), S. 1739–1758.
- Rübner, K.; Fritz, T.; Jacobs, F. (2001): Ringversuch zur Quecksilberporosimetrie an Zementmörtel. Bremerhaven: Verlag für neue Wissenschaft (Forschungsbericht / Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM), Berlin, 250).
- Rübner, K.; Hoffmann, D. (2006): Characterization of mineral building materials by mercury-intrusion porosimetry. In: *Particle & Particle Systems Characterization* 23 (1), S. 20–28.
- Rucker-Gramm, P. (2008): Modellierung des Feuchte- und Salztransports unter Berücksichtigung der Selbstabdichtung in zementgebundenen Baustoffen. Dissertation. Technische Universität München. München.
- Saint John, D. A.; Poole, A. B.; Sims, I. (1998): Concrete petrography. A handbook of investigative techniques. London: Arnold.
- Sakai, Y. (2020): Relationship between water permeability and pore structure of cementitious materials. In: *Magazine of Concrete Research* 72 (23), S. 1235–1242.
- Salmas, C. E.; Androustopoulos, G. P. (2001): A novel pore structure tortuosity concept based on nitrogen sorption hysteresis data. In: *Industrial & Engineering Chemistry Research* 40 (2), S. 721–730.
- Samarakoon, M. H.; Ranjith, P. G.; Wanniarachchi, W. A. M. (2022): Properties of well cement following carbonated brine exposure under HTHP conditions: A comparative study of alkali-activated and class G cements. In: *Cement and Concrete Composites* 126, S. 104342.
- Samson, E.; Marchand, J. (2007): Modeling the transport of ions in unsaturated cement-based materials. In: *Computers & Structures* 85 (23–24), S. 1740–1756.
- Samson, E.; Marchand, J.; Snyder, K. A. (2003): Calculation of ionic diffusion coefficients on the basis of migration test results. In: *Materials and Structures* 36 (3), S. 156–165.
- Santhanam, M. (2013): Magnesium attack of cementitious materials in marine environments. In: Alexander, M., Bertron, A. und Belie, N. de (Hg.): Performance of cement-based materials in aggressive aqueous environments. State-of-the-Art Report, RILEM TC 211 - PAE. Dordrecht: Springer (RILEM State-of-the-Art Reports, 10), 75–90.
- Santhanam, M.; Cohen, M. D.; Olek, J. (2001): Sulfate attack research — whither now? In: *Cement and Concrete Research* 31 (6), S. 845–851.
- Santhanam, M.; Cohen, M. D.; Olek, J. (2003): Effects of gypsum formation on the performance of cement mortars during external sulfate attack. In: *Cement and Concrete Research* 33 (3), S. 325–332.
- Schäfer, R.; Höfer, U.; Triantafyllidis, T. (2007): Herstellung von Verpreßpfählen zur Auftriebssicherung unter dem Einfluß kalklösender Kohlensäure. In: *Bautechnik* 84 (1), S. 8–14.
- Scheele, F. (1982): Tragfähigkeit von Verpressankern in nichtbindigem Boden. Neue Erkenntnisse durch Dehnungsmessungen im Verankerungsbereich. Dissertation. Lehrstuhl und Prüfamf für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München. München.
- Scherer, G. W. (2004): Stress from crystallization of salt. In: *Cement and Concrete Research* 34 (9), S. 1613–1624.
- Scheydt, J. C. (2013): Mechanismen der Korrosion bei ultrahochfestem Beton. Zugl.: Karlsruhe, Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Diss., 2013. Karlsruhe: KIT Scientific Publishing (Karlsruher Reihe Massivbau, Baustofftechnologie, Materialprüfung / Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Heft 74).
- Scheydt, J. C.; Müller, H. S. (2014): Modell zur rechnerischen Abschätzung des Korrosionswiderstands von Beton. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 109 (3), S. 193–201.

- Schmidt, H. (2011): Korrosionsverhalten von Normalmörtel und UHPC. Experimente und numerische Simulation. Dissertation. Technische Universität Hamburg-Harburg, Hamburg. 1. Aufl. München: Verlag Dr. Hut (Bauwesen).
- Schmidt, H.-H.; Vogt-Beyer, C.; Buchmaier, R. F. (2014): Grundlagen der Geotechnik. Geotechnik nach Eurocode. 4., vollst. überarb. und aktual. Aufl. Wiesbaden: Springer Vieweg.
- Schmidt, T.; Lothenbach, B.; Romer, M.; Neuenschwander, J.; Scrivener, K. (2009): Physical and microstructural aspects of sulfate attack on ordinary and limestone blended Portland cements. In: *Cement and Concrete Research* 39 (12), S. 1111–1121.
- Schmidt-Döhl, F. (1996): Ein Modell zur Berechnung von kombinierten chemischen Reaktions- und Transportprozessen und seine Anwendung auf die Korrosion mineralischer Baustoffe. Dissertation. Braunschweig: IBMB (Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (IBMB), TU Braunschweig, Heft 125).
- Schmidt-Döhl, F. (2013): Materialprüfung im Bauwesen. 1. Aufl. Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag.
- Schmidt-Döhl, F. (2024): THC-Modellierung von zementbasierten Abdichtmaterialien und Verschlussbauwerken. In: Gesellschaft für Anlagen- und Reaktorsicherheit (Hg.): AKB-Tagungsband des Workshops Zementbasierte Verschlussbauwerke im Salinar. Braunschweig, 5.-7. September 2023 (GRS, 765), S. 205–220 und S. 618–647.
- Schmidt-Döhl, F. M.; Schmidt, H.; Franke, L.; Deckelmann, G. (2017): Limiting concentrations for ultra high strength concrete in contact with aggressive solutions. In: Martius-Hammer, T. A. (Hg.): 11th High Performance Concrete & the 2nd Concrete Innovation Conference. Proceedings. Tromsø, 6-8 March. Norwegian Concrete Association.
- Schneider, C. (2007): Zur Konstitution von Hüttensand, seiner quantitativen Bestimmung und seinem Festigkeitsbeitrag im Zement. Dissertation. Technische Universität Clausthal. Clausthal-Zellerfeld.
- Schulte Holthausen, R.; Raupach, M. (2021): Influence of fresh concrete pressure on cover porosity investigated by single-sided proton nuclear magnetic resonance. In: *Magazine of Concrete Research* 73 (1), S. 45–54.
- Schwotzer, M.; Scherer, T.; Gerdes, A. (2010): Protective or damage promoting effect of calcium carbonate layers on the surface of cement based materials in aqueous environments. In: *Cement and Concrete Research* 40 (9), S. 1410–1418.
- Scrivener, K.; Bazzoni, A.; Mota, B.; Rossen, J. E. (2016): Electron microscopy. In: Scrivener, K., Snellings, R. und Lothenbach, B. (Hg.): A practical guide to microstructural analysis of cementitious materials. Boca Raton, London, New York: CRC Press, S. 351–417.
- Scrivener, K. L.; Bentur, A.; Pratt, P. L. (1988): Quantitative characterization of the transition zone in high strength concretes. In: *Advances in Cement Research* 1 (4), S. 230–237.
- Scrivener, K. L.; Crumby, A. K.; Laugesen, P. (2004): The interfacial transition zone (ITZ) between cement paste and aggregate in concrete. In: *Interface Science* 12 (4), S. 411–421.
- Scrivener, K. L.; Juilland, P.; Monteiro, P. J. (2015): Advances in understanding hydration of Portland cement. In: *Cement and Concrete Research* 78, S. 38–56.
- Scrivener, K. L.; Nemati, K. M. (1996): The percolation of pore space in the cement paste/aggregate interfacial zone of concrete. In: *Cement and Concrete Research* 26 (1), S. 35–40.
- Scrivener, K. L.; Pratt, P. L. (1984): Microstructural studies of the hydration of C₃A and C₄AF independently and in cement paste. In: Glasser, F. P. (Hg.): The Chemistry and Chemically-related Properties of Cement: British Ceramic Society (British ceramic proceedings), S. 207–219.
- Scrivener, K. L.; Pratt, P. L. (1986): A preliminary study of the microstructure of the cement/sand bond in mortars. In: De Moraes Filho, J. E. (Hg.): 8th ICCI International Congress on the Chemistry of Cement. Proceedings. Special reports, Volume III. Rio de Janeiro, 22-27 September. 6 Bände, S. 466–471.
- Scrivener, K.; Ouzia, A.; Juilland, P.; Kunhi Mohamed, A. (2019): Advances in understanding cement hydration mechanisms. In: *Cement and Concrete Research* 124, S. 105823.
- Scrivener, K.; Snellings, R.; Lothenbach, B. (Hg.) (2016): A practical guide to microstructural analysis of cementitious materials. Boca Raton, London, New York: CRC Press.

- Sebastian, U. (2009): *Gesteinskunde. Ein Leitfaden für Einsteiger und Anwender*. Heidelberg: Spektrum Akademischer Verlag.
- Seitzinger, S. P.; Gardner, W. S.; Spratt, A. K. (1991): The effect of salinity on ammonium sorption in aquatic sediments: Implications for benthic nutrient recycling. In: *Estuaries* 14 (2), S. 167.
- Sercombe, J.; Vidal, R.; Gallé, C.; Adenot, F. (2007): Experimental study of gas diffusion in cement paste. In: *Cement and Concrete Research* 37 (4), S. 579–588.
- Setzer, M. J. (1975): Zum Mikrogefüge des Zementsteins und dessen Einfluss auf das mechanische Verhalten des Betons. In: *Zement und Beton* (85/86), S. 29–34.
- Shah, V.; Scrivener, K.; Bhattacharjee, B.; Bishnoi, S. (2018): Changes in microstructure characteristics of cement paste on carbonation. In: *Cement and Concrete Research* 109, S. 184–197.
- Shanahan, N.; Zayed, A. (2007): Cement composition and sulfate attack. In: *Cement and Concrete Research* 37 (4), S. 618–623.
- Shen, L.; Chen, Z. (2007): Critical review of the impact of tortuosity on diffusion. In: *Chemical Engineering Science* 62 (14), S. 3748–3755.
- Shi, D.; Winslow, D. N. (1985): Contact angle and damage during mercury intrusion into cement paste. In: *Cement and Concrete Research* 15 (4), S. 645–654.
- Siebert, B. (2010): *Betonkorrosion infolge kombinierten Säure-Sulfat-Angriffs bei Oxidation von Eisendisulfiden im Baugrund*. Dissertation. 1. Aufl. Aachen: Shaker (Schriftenreihe des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau, 2010-2).
- Siebert, B. (2015a): Betonbau bei chemischem Angriff - neue DBV-Arbeitshilfen. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 110 (7), S. 489–494.
- Siebert, B. (2015b): Erläuterung zum Merkblatt "Chemischer Angriff auf Betonbauwerke". In: Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein (Hg.): *Rundschreiben* 245. Berlin, S. 18.
- Siebert, B.; Gerlach, J. (2018): Chemischer Angriff auf Beton. In: Bergmeister, K., Fingerloos, F. und Wörner, J.-D. (Hg.): *Beton Kalender 2019: Wiley (Beton-Kalender, 108.2019, Teil 1-2 : Parkbauten, Geotechnik und Eurocode 7)*, S. 905–939.
- Skalny, J.; Marchand, J.; Odler, I. (2002): *Sulfate attack on concrete*. London: Spon Press (Modern concrete technology, 10).
- Skarabis, J. (2020): *Anwendung der Mikroindentation zur Gefügeuntersuchung von Fahrbahndeckenbetonen*. Dissertation. Technische Universität München. München.
- Ślōmka-Słupik, B.; Podwórny, J.; Staszuk, M. (2018): Corrosion of cement pastes made of CEM I and CEM III/A caused by a saturated water solution of ammonium chloride after 4 and 25 days of aggressive immersion. In: *Construction and Building Materials* 170, S. 279–289.
- Smolczyk, H.-G. (1984): Flüssigkeit in den Poren des Betons - Zusammensetzung und Transportvorgänge in der flüssigen Phase des Zementsteins. In: *Beton-Informationen* 24 (1), S. 3–10.
- Snellings, R. (2016): X-ray powder diffraction applied to cement. In: Scrivener, K., Snellings, R. und Lothenbach, B. (Hg.): *A practical guide to microstructural analysis of cementitious materials*. Boca Raton, London, New York: CRC Press, S. 107–176.
- Soive, A.; Roziere, E.; Loukili, A. (2016): Parametrical study of the cementitious materials degradation under external sulfate attack through numerical modeling. In: *Construction and Building Materials* 112, S. 267–275.
- Sondermann, W. (2012): Die Reichweite des Schneidstrahls beim Düsenstrahlverfahren-Einflussfaktoren. In: *Vorträge / 32. Baugrundtagung, 26. - 29. September 2012 in Mainz*. Essen: DGGT, S. 89–94.
- Sondermann, W.; Kirsch, F. (2018): *Baugrundverbesserung und Injektionen*. In: Witt, K. J. (Hg.): *Grundbau-Taschenbuch. Teil 2: Geotechnische Verfahren*. 8. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn, S. 167–262.
- Song, H.-W.; Kwon, S.-J. (2007): Permeability characteristics of carbonated concrete considering capillary pore structure. In: *Cement and Concrete Research* 37 (6), S. 909–915.
- Song, Y.; Zhou, J.; Bian, Z.; Dai, G. (2019): Pore structure characterization of hardened cement paste by multiple methods. In: *Advances in Materials Science and Engineering* 2019, S. 1–18.

- Sotiriadis, K.; Hlobil, M.; Viani, A.; Mácová, P.; Vopálenský, M. (2021): Physical-chemical-mechanical quantitative assessment of the microstructural evolution in Portland-limestone cement pastes exposed to magnesium sulfate attack at low temperature. In: *Cement and Concrete Research* 149, S. 106566.
- Spörel, F.; Müller, H.: Untersuchung des Einflusses von Schalung und Nachbehandlung auf die Dauerhaftigkeit geschalter Betonflächen massiger Betonbauteile. FuE-Abschlussbericht A3951031014. Hg. v. Bundesanstalt für Wasserbau. Bundesanstalt für Wasserbau. Karlsruhe.
- Sprung, S.; Kuhlmann, K.; Ellerbrock, H.-G. (1985): Korngrößenverteilung und Eigenschaften von Zement. Teil II: Wasseranspruch von Portlandzement. In: *ZKG* 38 (9), S. 528–534.
- Stackelberg, D. I. (2022): Mass balance and viscosity of the pore solution during the hardening of cement paste. In: *Journal of Materials Science and Engineering B* 12 (1).
- Stark, J.; Wicht, B. (2000): Zement und Kalk. Der Baustoff als Werkstoff. Basel: Birkhäuser (Baupraxis).
- Stark, J.; Wicht, B. (2013): Dauerhaftigkeit von Beton. 2. Aufl. Berlin, Heidelberg: Springer Vieweg.
- Steeffel, C. I.; Appelo, C. A. J.; Arora, B.; Jacques, D.; Kalbacher, T.; Kolditz, O. et al. (2015): Reactive transport codes for subsurface environmental simulation. In: *Computational Geosciences* 19 (3), S. 445–478.
- Stehno, G. (1975): Über Probleme der Mikrohärtprüfung von Zementstein. In: *Material und Technik* (1), S. 21–25.
- Stein, J. (2004): Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Düsenstrahlverfahren. Dissertation. Technische Universität Hamburg-Harburg. Hamburg.
- Steiner, S.; Lothenbach, B.; Proske, T.; Borgschulte, A.; Winnefeld, F. (2020): Effect of relative humidity on the carbonation rate of portlandite, calcium silicate hydrates and ettringite. In: *Cement and Concrete Research* 135, S. 106116.
- Stephant, S.; Chomat, L.; Nonat, A.; Charpentier, T. (2015): Influence of the slag content on the hydration of blended cement. In: Shi, C. und Yao, Y. (Hg.): 14th ICCI International Congress on the Chemistry of Cement. Proceedings. Beijing, China, 13-16 October.
- Stepkowska, E. T.; Blanes, J. M.; Franco, F.; Real, C.; Pérez-Rodríguez, J. L. (2004): Phase transformation on heating of an aged cement paste. In: *Thermochimica Acta* 420 (1-2), S. 79–87.
- Stepkowska, E. T.; Perez-Rodriguez, J. L.; Jimenez de Haro, M. C.; Sayagues, M. J. (2002): Study of hydration of two cements of different strengths. In: *Journal of Thermal Analysis and Calorimetry* 69 (1), S. 187–204.
- Stepkowska, E. T.; Pérez-Rodríguez, J. L.; Sayagués, M. J.; Martínez-Blanes, J. M. (2003): Calcite, vaterite and aragonite forming on cement hydration from liquid and gaseous phase. In: *Journal of Thermal Analysis and Calorimetry* 73 (1), S. 247–269.
- Števíla, L.; Madej, J.; Kozánková, J.; Madejová, J. (1994): Hydration products at the blastfurnace slag aggregate - cement paste interface. In: *Cement and Concrete Research* 24 (3), S. 413–423.
- Stieß, M. (2009): Mechanische Verfahrenstechnik -Partikeltechnologie 1. 3., vollst. neu bearb. Aufl. Berlin: Springer (Springer-Lehrbuch).
- Stöber, S.; Pöllmann, H. (2017): Crystallography and crystal chemistry of AFm phases related to cement chemistry. In: Pöllmann, H. (Hg.): Cementitious materials. Composition, properties, application. Berlin, Boston: De Gruyter (De Gruyter Graduate), 191-250.
- Stohdieck, X.; Benz, T. (2014): Zementfiltration bei der Herstellung von Verpressankern in nichtbindigen Böden. In: Herle, I. (Hg.): Vorträge zum Ohde-Kolloquium 2014. Aktuelle Themen der Geotechnik. Ohde-Kolloquium. Dresden, 26.03.2014. Technische Universität Dresden. Dresden (Mitteilungen des Instituts für Geotechnik der Technischen Universität Dresden, Heft 19).
- Stokkeland, S. (Hg.) (2022): Concrete innovation for sustainability. Proceedings for the 6th fib International Congress 2022 : held in Oslo, Norway, June 12-16, 2022. International Federation for Structural Concrete; Norsk Betongforening. Lausanne, Switzerland: International Federation for Structural Concrete (fib proceedings, no. 59).
- Stora, E.; Bary, B.; He, Q.-C.; Deville, E.; Montarnal, P. (2009): Modelling and simulations of the chemo-mechanical behaviour of leached cement-based materials. In: *Cement and Concrete Research* 39 (9), S. 763–772.

- Strangfeld, C. (2021): Quantification of the Knudsen effect on the effective gas diffusion coefficient in partially saturated pore distributions. In: *Advanced Engineering Materials* 23 (10), S. 2100106.
- Stroeven, P. (2000): A stereological approach to roughness of fracture surfaces and tortuosity of transport paths in concrete. In: *Cement and Concrete Composites* 22 (5), S. 331–341.
- Stroh, J.; Meng, B.; Emmerling, F. (2015): Monitoring of sulphate attack on hardened cement paste studied by synchrotron XRD. In: *Solid State Sciences* 48, S. 278–285.
- Strohmeyer, D. (2003): Gefügeabhängigkeit technischer Gesteinseigenschaften. Dissertation. Georg-August Universität Göttingen. Göttingen.
- Struble, L.; Mindess, S. (1983): Morphology of the cement-aggregate bond. In: *International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete* 5 (2), S. 79–86.
- Stutzman, P.; Heckert, A.; Tebbe, A.; Leigh, S. (2014): Uncertainty in Bogue-calculated phase composition of hydraulic cements. In: *Cement and Concrete Research* 61-62, S. 40–48.
- Suryavanshi, A. K.; Scantlebury, J. D.; Lyon, S. B. (1996): Mechanism of Friedel's salt formation in cements rich in tricalcium aluminate. In: *Cement and Concrete Research* 26 (5), S. 717–727.
- Tagnit-Hamou, A.; Saric-Coric, M.; Rivard, P. (2005): Internal deterioration of concrete by the oxidation of pyrrhotitic aggregates. In: *Cement and Concrete Research* 35 (1), S. 99–107.
- Tartakovsky, D. M.; Dentz, M. (2019): Diffusion in porous media: Phenomena and mechanisms. In: *Transport in Porous Media* 130 (1), S. 105–127.
- Tasong, W.; Lynsdale, C.; Cripps, J. (1998): Aggregate-cement paste interface. ii: influence of aggregate physical properties. In: *Cement and Concrete Research* 28 (10), S. 1453–1465.
- Taylor, H. F. W. (1986): Proposed structure for calcium silicate hydrate gel. In: *Journal of the American Ceramic Society* 69 (6), S. 464–467.
- Taylor, H. F. W. (1987): A method for predicting alkali ion concentrations in cement pore solutions. In: *Advances in Cement Research* 1 (1), S. 5–17.
- Taylor, H. F. W. (1990): Cement chemistry. 1. Aufl. London: Academic Press.
- Taylor, H. F. W. (1997): Cement chemistry. 2. Aufl. London: Telford Publ.
- Taylor, H.; Famy, C.; Scrivener, K. (2001): Delayed ettringite formation. In: *Cement and Concrete Research* 31 (5), S. 683–693.
- Taylor, R.; Richardson, I. G.; Brydson, R. (2010): Composition and microstructure of 20-year-old ordinary Portland cement–ground granulated blast-furnace slag blends containing 0 to 100% slag. In: *Cement and Concrete Research* 40 (7), S. 971–983.
- Tazawa, E.; Miyazawa, S. (1995): Influence of cement and admixture on autogenous shrinkage of cement paste. In: *Cement and Concrete Research* 25 (2), S. 281–287.
- Tazawa, E.; Miyazawa, S. (1997): Influence of constituents and composition on autogenous shrinkage of cementitious materials. In: *Magazine of Concrete Research* 49 (178), S. 15–22.
- Tennis, P. D.; Jennings, H. M. (2000): A model for two types of calcium silicate hydrate in the microstructure of Portland cement pastes. In: *Cement and Concrete Research* 30 (6), S. 855–863.
- Terzaghi, K. (1925): Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Leipzig: Franz Deuticke.
- Terzaghi, R. D. (1949): Concrete deterioration due to carbonic acid. In: *Journal of the Boston Society of Civil Engineers* 36 (2), S. 136–152.
- Thomas, J. J.; Chen, J. J.; Allen, A. J.; Jennings, H. M. (2004): Effects of decalcification on the microstructure and surface area of cement and tricalcium silicate pastes. In: *Cement and Concrete Research* 34 (12), S. 2297–2307.
- Thomas, J. J.; Jennings, H. M.; Chen, J. J. (2009): Influence of nucleation seeding on the hydration mechanisms of tricalcium silicate and cement. In: *The Journal of Physical Chemistry C* 113 (11), S. 4327–4334.
- Thomas, J. J.; Rothstein, D.; Jennings, H. M.; Christensen, B. J. (2003): Effect of hydration temperature on the solubility behavior of Ca-, S-, Al-, and Si-bearing solid phases in Portland cement pastes. In: *Cement and Concrete Research* 33 (12), S. 2037–2047.

- Tian, B.; Cohen, M. D. (2000): Does gypsum formation during sulfate attack on concrete lead to expansion? In: *Cement and Concrete Research* 30 (1), S. 117–123.
- Tillmans, J.; Heublein, O. (1912): Über die kohlen-sauren Kalk angreifende Kohlensäure der natürlichen Wässer. In: *Gesundheits-Ingenieur* 35, S. 669–677.
- Tixier, R.; Mobasher, B. (2003): Modeling of damage in cement-based materials subjected to external sulfate attack. I: Formulation. In: *Journal of Materials in Civil Engineering* 15 (4), S. 305–313.
- Trettin, R.; Oliew, G. (1994): Modellvorstellung zur Reaktivität und zum Reaktionsverlauf von Klinkerphasen. In: Stark, J. (Hg.): Tagungsbericht, Bd. 3. 12. Internationale Baustofftagung ibausil. Weimar, 22.-24. September. F. A. Finger-Institut für Baustoffkunde; Bauhaus-Universität Weimar. 3 Bände, S. 119–128.
- Trettin, R.; Wieker, W. (1980): Influence of temperature, grain size and the amount of added water on the development of the porosity and surface size during the hydration of C₃S. In: 7th ICCI International Congress on the Chemistry of Cement. Proceedings, IV. Paris, 30 June - 04 July. 4 Bände. Paris, 163-167.
- Triantafyllidis, T.; Schreiner, V. (2008): Tragverhalten von Verpressankern unter kalklösender CO₂-Belastung. Nachfolgeprojekt. Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben ; gefördert durch das Deutsche Institut für Bautechnik, Aktenzeichen P 32-5-11.51-1002/01. Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag (Bauforschung T, 3167).
- Tsivilis, S.; Kakali, G.; Chaniotakis, E.; Souvaridou, A. (1998): A study on the hydration of Portland limestone cement by means of TG. In: *Journal of Thermal Analysis and Calorimetry* 52 (3), S. 863–870.
- Tumidajski, P. J. (2005): Relationship between resistivity, diffusivity and microstructural descriptors for mortars with silica fume. In: *Cement and Concrete Research* 35 (7), S. 1262–1268.
- Tumidajski, P. J.; Chan, G. W. (1996): Durability of high performance concrete in magnesium brine. In: *Cement and Concrete Research* 26 (4), S. 557–565.
- Uchikawa, H. (1986): Effect of blending components on hydration and structure formation. In: De Moraes Filho, J. E. (Hg.): 8th ICCI International Congress on the Chemistry of Cement. Proceedings. Special reports, Volume I. Rio de Janeiro, 22-27 September. 6 Bände, S. 249–280.
- Ushiyama, H.; Goto, S. (1974): Diffusion of various ions in hardened Portland cement paste. In: 6th ICCI International Congress on the Chemistry of Cement. Proceedings, Bd. 2. Moscow, 23-27 September. 3 Bände, 331.
- Valenti, G. L.; Cioffi, R. (1985): Quantitative determination of calcium hydroxide in the presence of calcium silicate hydrates. Comparison between chemical extraction and thermal analysis. In: *Journal of Materials Science Letters* 4 (4), S. 475–478.
- van Tittelboom, K.; Belie, N. de; Hooton, R. D. (2013): Test methods for resistance of concrete to sulfate attack - a critical review. In: Alexander, M., Bertron, A. und Belie, N. de (Hg.): Performance of cement-based materials in aggressive aqueous environments. State-of-the-Art Report, RILEM TC 211 - PAE. Dordrecht: Springer (RILEM State-of-the-Art Reports, 10), S. 251–288.
- Vanourive, H.; Minne, P.; van de Voorde, I.; Cizer, Ö.; Gruyaert, E. (2022): Carbonation of cement paste with GGBFS: Effect of curing duration, replacement level and CO₂ concentration on the reaction products and CO₂ buffer capacity. In: *Cement and Concrete Composites* 129, S. 104449.
- Vaupel, H. (2002): Röntgendiffraktometrische Bestimmung des Glasanteils in Hüttenzementen. In: *ZKG International* 55 (6), S. 96–101.
- Vedalakshmi, R.; Raj, A. S.; Srinivasan, S.; Babu, K. G. (2005): Effect of magnesium and sulphate ions on the sulphate resistance of blended cements in low and medium-strength concretes. In: *Advances in Cement Research* 17 (2), S. 47–55.
- Vedalakshmi, R.; Sundara Raj, A.; Srinivasan, S.; Ganesh Babu, K. (2003): Quantification of hydrated cement products of blended cements in low and medium strength concrete using TG and DTA technique. In: *Thermochimica Acta* 407 (1-2), S. 49–60.
- Velez, K.; Maximilien, S.; Damidot, D.; Fantozzi, G.; Sorrentino, F. (2001): Determination by nanoindentation of elastic modulus and hardness of pure constituents of Portland cement clinker. In: *Cement and Concrete Research* 31 (4), S. 555–561.
- Vogt, N.; Borchert, K. M.; Beckhaus, K.; Breitsprecher, G.; Dausch, G.; Dietz, K. et al. (2016): Kommentierung der neuen DIN 4093 "Bemessung von verfestigten Bodenkörpern". In: *Bautechnik* 93 (3), S. 176–184.

- Voland, K.; Westendarp, A. (2021): Positionspapier „Beton ohne Steinkohlenflugasche“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 116 (4), S. 322–325.
- Vollenschaar, D. (1973): Untersuchungen über den Kohlensäureangriff auf Beton. Lehrstuhl und Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau, Technische Universität Braunschweig. Braunschweig.
- Vollpracht, A.; Feldrappe, V.; Overmann, S.; Haufe, J.; Ehrenberg, A.; Beutel, R.; Matschei, T. (2023): Performance-Prüfverfahren für den Sulfatwiderstand von Beton. In: *ce/papers* 6 (6), S. 1269–1276.
- Vollpracht, A.; Lothenbach, B.; Snellings, R.; Haufe, J. (2016): The pore solution of blended cements: a review. In: *Materials and Structures* 49 (8), S. 3341–3367.
- von Soos, P.; Engel, J. (2017): Eigenschaften von Boden und Fels - ihre Ermittlung im Labor. In: Witt, K. J. (Hg.): *Grundbau-Taschenbuch. Teil 1: Geotechnische Grundlagen*. 8. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn a Wiley brand, S. 139–232.
- Wagemann, F.; Rahimi, A.; Amann, S.; Schmidt-Döhl, F.; Heidenreich, F. (2022): Effect of grouting on the hydration and microstructure of portland cement and release of environmentally relevant substances. In: Stokkeland, S. (Hg.): *Concrete innovation for sustainability. Proceedings for the 6th fib International Congress 2022 : held in Oslo, Norway, June 12-16, 2022*. Lausanne, Switzerland: International Federation for Structural Concrete (fib proceedings, no. 59), S. 1126–1135.
- Wagner, D.; Bellmann, F.; Neubauer, J. (2020): Influence of aluminium on the hydration of triclinic C₃S with addition of KOH solution. In: *Cement and Concrete Research* 137, S. 106198.
- Wagner, D.; Bellmann, F.; Neubauer, J. (2023): Investigations on the effect of alkalis on C-S-H growth rates and their impact on early C₃S hydration rates. In: *Cement and Concrete Research* 173, S. 107268.
- Wakeley, L. D.; Poole, T. S.; Weiss, C. A.; Burkes, J. P. (1992): Geochemical Stability of Cement Based Composites in Magnesium Brines. In: International Cement Microscopy Association (Hg.): *Proceedings of the Fourteenth Annual International Conference on Cement Microscopy*. Costa Mesa, CA, 6-9 April. International Cement Microscopy Association, S. 333–350.
- Walz, K. (Hg.) (1976): *Betontechnische Berichte 1975*. Forschungsinstitut der Zementindustrie. Düsseldorf: Beton-Verlag (Betontechnische Berichte).
- Wang, J. G. (1994): Sulfate attack on hardened cement paste. In: *Cement and Concrete Research* 24 (4), S. 735–742.
- Wang, J.; Gao, Y.; Wang, S.; Kong, Y.; Ao, F.; Bi, Y.; Wu, Y. (2019): A comparison between Chinese and British standards for concrete exposed environment in durability design of concrete structures. In: *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering* 490, S. 22017.
- Wang, Q.; Wang, S.; Sloan, S. W.; Sheng, D.; Pakzad, R. (2016a): Experimental investigation of pressure grouting in sand. In: *Soils and Foundations* 56 (2), S. 161–173.
- Wang, X.; Manshadi, B.; Träger, W.; Schneider, W. (2022): Advanced method for crack width assessment of strand ground anchor under service loading. In: Stokkeland, S. (Hg.): *Concrete innovation for sustainability. Proceedings for the 6th fib International Congress 2022 : held in Oslo, Norway, June 12-16, 2022*. Lausanne, Switzerland: International Federation for Structural Concrete (fib proceedings, no. 59), S. 367–373.
- Wang, X.; Pan, Z.; Shen, X.; Liu, W. (2016b): Stability and decomposition mechanism of ettringite in presence of ammonium sulfate solution. In: *Construction and Building Materials* 124, S. 786–793.
- Wanik, L.; Mascolo, M. C.; Bzówka, J.; Modoni, G.; Shen, J. S. L. (2017): Experimental evidence on the strength of soil treated with single and double fluid jet grouting. In: Gazzarrini, P., Richards Jr., T. D., Bruce, D. A., Byle, M. J., El Mohtar, C. S. und Johnson, L. F. (Hg.): *Grouting 2017. Jet Grouting, Diaphragm Walls and Deep Mixing. Selected Papers from Sessions of Grouting 2017*. Honolulu, Hawaii, 9-12 July: American Society of Civil Engineers (Geotechnical special publication, 289), S. 52–61.
- Washburn, E. W. (1921): The dynamics of capillary flow. In: *Physical Review* 17 (3), S. 273–283.
- Weber, E. (1966): Erdanker System Stump Bohr AG. II. Injektionszuganker, System Stump Bohr AG für Verankerungen im Lockergestein und Fels. In: *Schweizer Bauzeitung* 84 (6), 119-.
- Wehr, W.; Trunk, U. (2012): Baugrundverbesserung. In: Boley, C. (Hg.): *Handbuch Geotechnik*. 1. Aufl. Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag, S. 469–542.

- Weise, K. (2018): Die Reaktivität von Hüttensand als Betonzusatzstoff. Eine thermogravimetrische Systemstudie. Wiesbaden: Springer Vieweg (Werkstoffe im Bauwesen / Construction and Building Materials).
- Wernick, E. (1978): Tragfähigkeit zylindrischer Anker in Sand unter besonderer Berücksichtigung des Dilatanzverhaltens. Dissertation. Universität Karlsruhe. Karlsruhe.
- Wesche, K. (1993): Beton, Mauerwerk (Nichtmetallisch-anorganische Stoffe). Herstellung, Eigenschaften, Verwendung, Dauerhaftigkeit. 3. Aufl. Wiesbaden: Bauverlag (Baustoffe für tragende Bauteile, Band 2).
- Westphal, T. (2007): Quantitative Rietveld-Analyse von amorphen Materialien. am Beispiel von Hochofenschlacken und Flugaschen. Dissertation. Martin-Luther-Universität Halle-Wittenberg. Halle.
- Wheeler, J. (1966): Mechanism of settling in cement paste. In: *Nature* 212 (5066), S. 1035–1036.
- White, D. E. (1957a): Magmatic, connate, and metamorphic waters. In: *Geological Society of America Bulletin* 68 (12), S. 1659–1682.
- White, D. E. (1957b): Thermal waters of volcanic origin. In: *Geological Society of America Bulletin* 68 (12), S. 1637–1658.
- Whittaker, M. J. (2014): The impact of slag composition on the microstructure of composite slag cements exposed to sulfate attack. Dissertation. University of Leeds. Leeds.
- Wichter, L.; Meiniger, W. (2018): Verpressanker, Bodennägel, Zugpfähle. In: Witt, K. J. (Hg.): Grundbau-Taschenbuch. Teil 2: Geotechnische Verfahren. 8. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn, S. 375–468.
- Wichter, L.; Meiniger, W. (2022): Verankerungen, Vernagelungen und Mikropfähle in der Geotechnik. 2. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn (Bauingenieur-Praxis).
- Windt, L. de; Devillers, P. (2010): Modeling the degradation of Portland cement pastes by biogenic organic acids. In: *Cement and Concrete Research* 40 (8), S. 1165–1174.
- Winslow, D. N.; Cohen, M. D.; Bentz, D. P.; Snyder, K. A.; Garboczi, E. J. (1994): Percolation and pore structure in mortars and concrete. In: *Cement and Concrete Research* 24 (1), S. 25–37.
- Winslow, D. N.; Diamond, S. (1970): A mercury porosimetry study of the cement evolution of porosity in Portland cement. In: *Journal of Materials* 5 (3), S. 564–585.
- Winslow, D. N.; Lovell, C. W. (1981): Measurements of pore size distributions in cements, aggregates and soils. In: *Powder technology* 29 (1), S. 151–165.
- Wisniewski, J. (1974): Experimenteller Vergleich der Normative über die Ammoniumaggressivität des Wassers gegenüber Beton. In: *Wissenschaftliche Zeitschrift der Technischen Universität Dresden. Reihe 7, Nr. 29 23* (6), S. 1401–1404.
- Wisotzky, F. (2015): Bedeutung von Pyritmineralen für die Grundwasserchemie. In: *Grundwasser* 20 (2), S. 107–115.
- Wisotzky, F.; Cremer, N.; Lenk, S. (2018): Angewandte Grundwasserchemie, Hydrogeologie und hydrogeochemische Modellierung. Grundlagen, Anwendungen und Problemlösungen. 2. Aufl. Berlin, Heidelberg: Springer Spektrum (Lehrbuch).
- Witt, K. J. (Hg.) (2018): Grundbau-Taschenbuch. Teil 2: Geotechnische Verfahren. 8. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn.
- Wittmann, F. (1974): Bestimmung physikalischer Eigenschaften des Zementsteins. Berlin: Ernst & Sohn (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 232).
- Wittmann, F. H. (1977): Grundlagen eines Modells zur Beschreibung charakteristischer Eigenschaften des Betons. Berlin: Ernst (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 290).
- Xiong, C.; Jiang, L.; Song, Z.; Liu, R.; You, L.; Chu, H. (2014): Influence of cation type on deterioration process of cement paste in sulfate environment. In: *Construction and Building Materials* 71, S. 158–166.
- Xiong, C.; Jiang, L.; Xu, Y.; Chu, H.; Jin, M.; Zhang, Y. (2016): Deterioration of pastes exposed to leaching, external sulfate attack and the dual actions. In: *Construction and Building Materials* 116, S. 52–62.
- Yang, H.; Jiang, L.; Zhang, Y.; Pu, Q.; Xu, Y. (2012): Predicting the calcium leaching behavior of cement pastes in aggressive environments. In: *Construction and Building Materials* 29, S. 88–96.
- Yang, Y.; Yuan, B.; Wang, Y.; Zhang, S.; Zhu, L. (2016): Carbonation resistance cement for CO₂ storage and injection wells. In: *Journal of Petroleum Science and Engineering* 146, S. 883–889.

- Yin, S.; Chen, Y.; Yang, Y.; Huang, H.; Lv, H. (2018): Effect of supplementary cementitious materials on the resistance of cement paste to carbonic acid water. In: *Structural Concrete* 19 (5), S. 1399–1408.
- Yin, S.; Yang, Y.; Zhang, T.; Guo, G.; Yu, F. (2015): Effect of carbonic acid water on the degradation of Portland cement paste. Corrosion process and kinetics. In: *Construction and Building Materials* 91, S. 39–46.
- Yu, C.; Sun, W.; Scrivener, K. (2015a): Degradation mechanism of slag blended mortars immersed in sodium sulfate solution. In: *Cement and Concrete Research* 72, S. 37–47.
- Yu, Y.; Zhang, Y. X.; Khennane, A. (2015b): Numerical modelling of degradation of cement-based materials under leaching and external sulfate attack. In: *Computers & Structures* 158, S. 1–14.
- Zeng, Q.; Li, K.; Fen-Chong, T.; Dangla, P. (2012): Analysis of pore structure, contact angle and pore entrapment of blended cement pastes from mercury porosimetry data. In: *Cement and Concrete Composites* 34 (9), S. 1053–1060.
- Zhang, J.; Scherer, G. W. (2011): Comparison of methods for arresting hydration of cement. In: *Cement and Concrete Research* 41 (10), S. 1024–1036.
- Zhang, L.; Glasser, F. P. (2000): Critical examination of drying damage to cement pastes. In: *Advances in Cement Research* 12 (2), S. 79–88.
- Zhang, Y.; Liang, M.; Gan, Y.; Çopuroğlu, O. (2022): Micro-mechanical properties of slag rim formed in cement-slag system evaluated by nanoindentation combined with SEM. In: *Materials* 15 (18).
- Zhang, Z.; Thierry, M.; Baroghel-Bouny, V. (2016): Investigation of moisture transport properties of cementitious materials. In: *Cement and Concrete Research* 89, S. 257–268.
- Zheng, J. J.; Li, C. Q.; Zhou, X. Z. (2005): Characterization of microstructure of interfacial transition zone in concrete. In: *ACI Materials Journal* 102 (4), S. 265–271.
- Zhong, R.; Wille, K. (2018): Deterioration of residential concrete foundations: The role of pyrrhotite-bearing aggregate. In: *Cement and Concrete Composites* 94, S. 53–61.
- Zhou, C.; Ren, F.; Wang, Z.; Chen, W.; Wang, W. (2017): Why permeability to water is anomalously lower than that to many other fluids for cement-based material? In: *Cement and Concrete Research* 100, S. 373–384.
- Zhou, Q.; Glasser, F. P. (2000): Kinetics and mechanism of the carbonation of ettringite. In: *Advances in Cement Research* 12 (3), S. 131–136.
- Zimbelmann, R. (1978): Zur Frage der Festigkeitssteigerung bei Beton. In: *Betonwerk + Fertigteil-Technik* 44 (2), S. 89.
- Zogg, M. (1993): Einführung in die mechanische Verfahrenstechnik. 3. Aufl. Stuttgart: Teubner.
- Zou, Y.; Boley, C. (2012): Eigenschaften und Klassifikation von Böden. In: Boley, C. (Hg.): Handbuch Geotechnik. 1. Aufl. Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag, 13-57.

Anhang 1 Grundlagen des chemischen Angriffs auf zementgebundene Baustoffe

A1.1 Einwirkungen aus natürlichen Böden und Wässern

Tabelle A 1.1: Referenzverfahren zur Bestimmung chemischer Merkmale in natürlichen Grundwässern und Böden DIN EN 206-1:2001-07; DIN 4030-1:2024-07

Chemisches Merkmal		Referenzverfahren nach
Grundwasser		
SO_4^{2-}	in (mg/L)	DIN EN 196-2:2013-10
pH-Wert	in (-)	ISO 4316:1977-08
CO_2 angreifend	in (mg/L)	DIN EN 13577:2007-07
NH_4^+	in (mg/L)	ISO 7150-1:1984-06
Mg^{2+}	in (mg/L)	DIN EN ISO 7980:2000-07
Boden		
SO_4^{2-}	in (mg/kg)	DIN EN 196-2:2013-10 ¹⁾
Säuregrad	in (-)	DIN EN 16502:2014-11

¹⁾ Im Prüfverfahren wird die Auslaugung von SO_4^{2-} durch Salzsäure geprüft. Die Auslaugung durch Wasserlagerung darf bei Erfahrungen am Ort der Verwendung stattdessen angewendet werden.

A1.2 Untersuchungen zum Einfluss kalklösender Kohlensäure auf Verpressanker

Tabelle A 1.2: Bodenkennwerte frühere Untersuchungen mit Kurzformen nach DIN 4023:2023-02 und Bodenklassifizierung nach DIN 18196:2023-02

	(a) (Hof 2004, S. 21)		(b) (Triantafyllidis und Schreiner 2008, S. 11)		(c) (Manns und Lange 1993, S. 3)
	Boden 1	Boden 2	Boden 1	Boden 2	-
Bezeichnung	Boden 1	Boden 2	Boden 1	Boden 2	-
Beschreibung	mS, gs, E	fS, ms, E	mS, gs, E	fS, ms, E	fS, ms, E
$k_{10^\circ\text{C}}$ in (m/s)	$1,2 \times 10^{-4}$	$1,7 \times 10^{-5}$	$1,2 \times 10^{-4}$	$1,7 \times 10^{-5}$	$3,9 \times 10^{-4}$
C_U in (-)	2,18	1,75	2,29	1,62	2,1
ρ_s in (g/cm ³)	2,116	1,972	2,632	2,625	2,64
$\rho_{d,\text{min}}$ in (g/cm ³)	1,464	1,383	1,476	1,357	1,45
$\rho_{d,\text{max}}$ in (g/cm ³)	1,772	1,675	1,776	1,658	1,67

Anhang 2 Normative Regelungen

A2.1 Normalzemente mit hohem Sulfatwiderstand (SR-Zemente) nach DIN EN 197-1:2011-11

Tabelle A 2.1: Zusammensetzung und Bezeichnung von Normalzementen mit hohem Sulfatwiderstand nach DIN EN 197-1:2011-11

Bezeichnung	Zulässiger Gehalt an C_3A des Klinkers in (M.-%)
Portlandzement mit hohem Sulfatwiderstand	
CEM I-SR 0	0
CEM I-SR 3	≤ 3 %
CEM I-SR 5	≤ 5 %
Hochofenzement mit hohem Sulfatwiderstand	
CEM III/B-SR	Keine Anforderung
CEM III/C-SR	Keine Anforderung
Puzzolanzement mit hohem Sulfatwiderstand	
CEM IV/A-SR	≤ 9 %
CEM IV/B-SR	≤ 9 %

A2.2 Normzemente für die Anwendung in der Expositionsklasse XA

Aus der Familie der Normalzemente sind die nachfolgenden Produkte nach DIN EN 197-1:2011-11 für die Anwendung in einer aggressiven chemischen Umgebung (XA) nach DIN EN 206-1:2001-07 in Verbindung mit DIN 1045-2:2008-08 bzw. DIN 1045-2:2023-08 zulässig:

- CEM I
- CEM II/A-S
- CEM II/B-S
- CEM II/A-D
- CEM II/A-P bzw. Q
- CEM II/B-P bzw. Q
- CEM II/A-V
- CEM II/B-V
- CEM II/A-T
- CEM II/B-T
- CEM II/A-LL
- CEM II/A-L
- CEM III/A
- CEM III/B
- CEM III/C

Für Portlandkompositzemente CEM II/A-M bzw. CEM II/B-M aus drei Hauptbestandteilen können alle Bindemittelsysteme in der Expositionsklasse XA eingesetzt werden, außer CEM II/B-M-Zement mit Kalksteinmehl als weiterem Hauptbestandteil.

Weiterhin sind Puzzolanzemente CEM IV/B mit Trass als Hauptbestandteil bis 40 M.-% sowie die Kompositzemente CEM V/A bzw. CEM V/B – ebenfalls mit Trass als weiterer Hauptbestandteil – in Expositions-klasse XA zulässig.

A2.3 Normzemente für die Ausführung von Mikropfählen

Nach DIN EN 14199:2012-01 in Verbindung mit DIN SPEC 18539:2012-02 sind die nachfolgenden Normzemente für die Ausführung von Mikropfählen zulässig:

- CEM I
- CEM II/A-S
- CEM II/B-S
- CEM II/A-D
- CEM II/A-V
- CEM II/B-V
- CEM II/A-P
- CEM II/B-P
- CEM II/A-T
- CEM II/B-T
- CEM II/A-LL
- CEM II/A-M (S-V)
- CEM II/B-M (S-V)
- CEM III/A
- CEM III/B
- CEM III/C

Anhang 3 Übersicht Simulationsmodelle

Tabelle A 3.1: Übersicht verfügbarer Modelle zur Simulation von Transport- und Schädigungsprozessen in zementgebundenen Baustoffen

Modell	Einschätzung	Referenz
ALLIANCES	Simulation von Transport- und Reaktionsprozessen; Anwendung für Auslaugung und Sulfatangriff; Verfügbarkeit eingeschränkt zur Simulation chemischer Schädigung zementgebundener Baustoffe geeignet	(Montarnal et al. 2007) (Stora et al. 2009)
CemGEMS	Modellierung von Hydratationsprozessen sowie Auslaugung und Carbonatisierung; Anwendung als Webapplikation; begrenzte Zeiträume; in Kombination mit Programmen zur Stofftransportsimulation (z. B. <i>COMSOL Multiphysics</i> oder <i>OpenGeoSys</i>) anwendbar weniger geeignet zur Simulation chemischer Schädigung zementgebundener Baustoffe	(Azad et al. 2016) (Kulik et al. 2021)
CrunchFlow	Software aus dem Bereich der Geochemie, Simulation des reaktiven Stofftransports weniger geeignet zur Simulation chemischer Schädigung zementgebundener Baustoffe	(Steefel et al. 2015)
DuCOM	Simulation von Hydratations- und Transportprozessen sowie von chemischen Reaktionen; anwendbar für Auslaugung und Sulfatangriff; graphische Benutzeroberfläche zur Simulation chemischer Schädigung zementgebundener Baustoffe geeignet	(Maekawa et al. 1999) (Maekawa et al. 2003) (Elakneswaran und Ishida 2014) (Nie et al. 2021)
HYTEC	Berechnung reaktiver Transportprozesse; Anwendung für gesättigte und nicht vollständig gesättigte Systeme; Modellierung der Schädigung zementgebundener Baustoffe durch Auslaugung und Sulfatangriff und im Bereich CO_2 -Sequestrierung auch für lange Zeiträume; zur Simulation chemischer Schädigung zementgebundener Baustoffe geeignet	(Lee et al. 2003) (Windt und Devillers 2010) (Jacquemet et al. 2012) (Pouya et al. 2024)
OpenGeoSys	Software aus dem Bereich der Geowissenschaften und der Hydrologie; Simulation von Transportprozessen zur Simulation chemischer Schädigung zementgebundener Baustoffe eigenständig nicht geeignet	(Naumov et al. 2024) (Kolditz et al. 2012) Weitere Informationen unter ¹

¹ <https://www.opengeosys.org/> (zuletzt geprüft am 12.01.2024)

Modell	Einschätzung	Referenz
PHREEQC	Software aus dem Bereich der Hydrogeologie und Geochemie; Transport in zementgebundenen Baustoffen begrenzt simulierbar; in Kombination mit Programmen zur Stofftransportsimulation (z. B. <i>COMSOL Multiphysics</i> oder <i>DuCOM</i>) anwendbar; graphische Benutzeroberfläche zur Simulation chemischer Schädigung zementgebundener Baustoffe begrenzt eigenständig geeignet	(Parkhurst und Appelo 2013) (Soive et al. 2016) (Krishnya et al. 2024)
SATIR	Simulation von Säureangriff auf zementgebundene Baustoffe; keine Reaktionsberechnung; Schädigung wird über Lösung des Calciums berücksichtigt; akademische Anwendung; Verfügbarkeit eingeschränkt zur Simulation chemischer Schädigung zementgebundener Baustoffe begrenzt geeignet	(Beddoe und Dorner 2005) (Beddoe 2016)
Shemat	Software aus dem Bereich der Geochemie, Berechnung von Stofftransportprozessen und Abbildung chemischer Reaktionen zur Simulation chemischer Schädigung zementgebundener Baustoffe eigenständig nicht geeignet	(Clauser 2003)
STADIUM	Simulation von Transport- und Schädigungsprozessen in zementgebundenen Baustoffen; Module für die Lebensdauerbemessung; graphische Benutzeroberfläche zur Simulation chemischer Schädigung zementgebundener Baustoffe geeignet	(Marchand 2001) (Marchand et al. 2002b) (Maltais et al. 2004) (Samson und Marchand 2007) (Yu et al. 2015b) weitere Informationen unter ²
TRANSREAC	Simulation von Transport- und Reaktionsprozessen in zementgebundenen Baustoffen; rechnerische Prognose von Schädigungsprozessen und Lebensdauerprognose möglich; Bedienung über Skripte und Kommandozeilen zur Simulation chemischer Schädigung zementgebundener Baustoffe geeignet	(Schmidt-Döhl 1996) (Rigo 2005) (Bruder 2007) (Goedeke 2018) (Schmidt-Döhl 2024) weitere Informationen unter ³

² <http://www.simcotechnologies.com/what-we-do/stadium-technology-portfolio/stadium-overview/> (zuletzt geprüft am 12.01.2024)

³ <https://www.tuhh.de/bp/forschung/transreac> (zuletzt geprüft am 27.07.2024)

Anhang 4 Auswertemethoden

A4.1 Ermittlung der Menge an chemisch gebundenem Wasser bei vollständiger Hydratation

Die Ermittlung der Menge an chemisch gebundenem Wasser bei vollständiger Hydratation erfolgt anhand der prozentualen Massenanteile der Klinkerphasenzusammensetzung nach Stark und Wicht (2000, S. 215–217) und wird nach Gleichung (A4-1) berechnet.

$$w_{chem,max} = w_{chem,C_3S} + w_{chem,C_2S} + w_{chem,C_3A} + w_{chem,C_4AF} \quad (A4-1)$$

$$w_{chem,C_3S} = 0,267 \cdot C_3S$$

$$w_{chem,C_2S} = 0,209 \cdot C_2S$$

$$\text{Wenn } SO_3/C_3A > 0,889$$

$$= 1,733 \cdot C_3A$$

$$w_{chem,C_3A}$$

$$\text{Wenn } SO_3/C_3A < 0,889$$

$$= 0,667 \cdot (1,499 \cdot C_4A - 1,686 \cdot SO_3) + 1,773 \cdot (1,686 \cdot SO_3 - 0,449 \cdot C_3A)$$

$$\text{Wenn } SO_3/C_3A > 0,889$$

$$\text{und } (SO_3 - 0,889 \cdot C_3A)/C_4AF = [0,329, 0,988]$$

$$0,667 \cdot (1,499 \cdot C_4AF + 1,349 \cdot C_3A - 1,517 \cdot SO_3) + 1,852 \cdot (1,517 \cdot SO_3 - 0,499 \cdot C_4AF - 1,349 \cdot C_3A)$$

$$w_{chem,C_4AF}$$

$$\text{Wenn } SO_3/C_3A > 0,889$$

$$\text{und } (SO_3 - 0,889 \cdot C_3A)/C_4AF < 0,329$$

$$0,667 \cdot (3,039 \cdot SO_3 - 2,702 \cdot C_3A) + 0,307 \cdot (C_4AF + 2,702 \cdot C_3A - 3,039 \cdot SO_3)$$

$$\text{Wenn } SO_3/C_3A < 0,889$$

$$= 0,370 \cdot C_4AF$$

A4.2 Messrandbedingungen RFA-Mapping

In Tabelle A 4.1 sind Messrandbedingungen für die durchgeführten orts aufgelösten Messungen der Einflusstiefe von durch kalklösende Kohlensäure beaufschlagte Zementsteine aufgeführt. Die Messzeit pro Bild und die Messdurchgänge wurden je nach Geräteverfügbarkeit variiert, um hohe Auflösungen zu ermöglichen.

Tabelle A 4.1: Messrandbedingungen zur Eingabe in die Software XGT-7000 für die orts aufgelösten Messung von durch kalklösende Kohlensäure beaufschlagte Zementsteine

Parameter	gewählte Einstellung
Anregespannung	50 kV
Röntgenstrom	1,0 mA
Prozesszeit	3
Kapillare	10 µm
Filter	keinen (Position 4)
Messzeit pro Frame	min. 1000 s, max. 2000 s
Messfeld	X: 4,096 mm Y: 4,096 mm
Auflösung	512 px
Messdurchgänge	min. 3, max. 8

A4.3 Makro zur Auswertung von Elementverteilungsbildern

Für die Auswertung von orts aufgelösten Intensitäten sind die entsprechenden Bilddateien zunächst zu skalieren. Die Gerätesoftware fügt den Elementverteilungsbildern einen Maßstab hinzu, welcher für die spätere Segmentierung entfernt werden muss. Dies geschieht über:

```
run("Set Scale...", "distance=247 known=2 unit=mm");
makeRectangle(0, 0, 512, 512);
run("Crop");
saveAs("Tiff")
close();
```

Im Anschluss an den Bildzuschnitt und die Skalierung kann nach Anwendung des Kuwahara-Filters das Segmentationswerkzeug k-means Clustering mit 5 Bereichen angewendet werden:

```
run("Kuwahara Filter", "sampling=9");
run("32-bit");
run("ROF Denoise", "theta=25");
run("k-means Clustering ...", "number_of_clusters=5 cluster_center_tolerance=0.00010000 enable_randomization_seed randomization_seed=48");
saveAs("Tiff")
```

Anhang 5 Charakterisierung der Baustoffe geotechnischer Elemente

A5.1 Übersicht Bohrkerne aus Bohrpfahlwand



Abbildung A 5.1: Bohrkerne aus Bohrpfahlwand der Baumaßnahme zweite Schleuse Trier: A) Übersicht über Lage der Bohrkerne, B) Bohrkerne 1, C) Bohrkerne 2, D) Bohrkerne 3, E) Bohrkerne 4, F) Bohrkerne 5

A5.2 Fotodokumentation Bohrpfahl

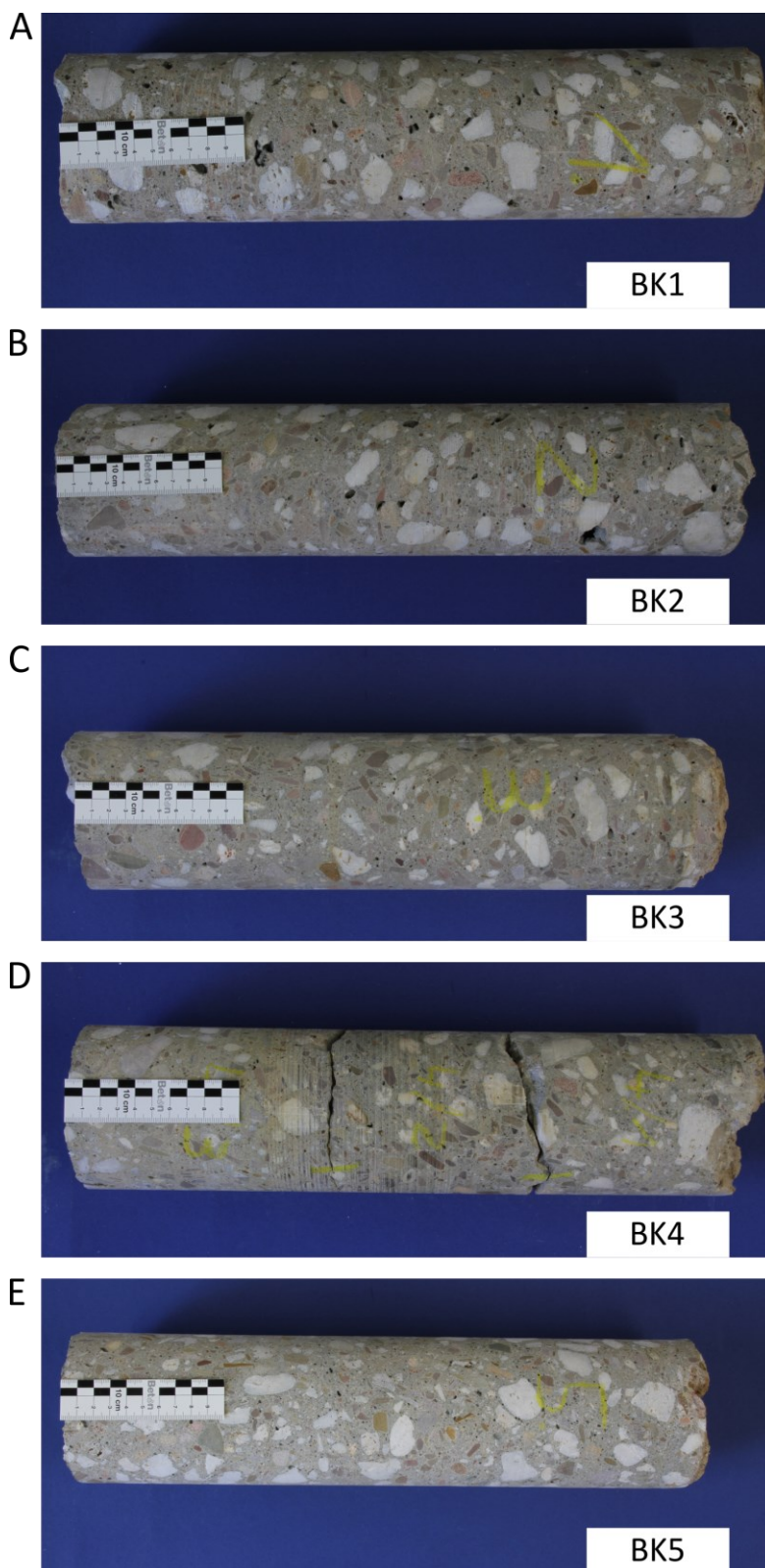


Abbildung A 5.2: Fotodokumentation BPF-Bohrkerne (BK): A) BK1, B) BK2, C) BK3, D) BK4, E) BK5

A5.3 Mischungsentwurf Bohrpfahlbeton



CEMEX Deutschland AG
Gebiet Rhein-Saar-Mosel
Lucie-Bolte Strasse 4
66793 Saarwellingen

Mischungsberechnung		20.03.2014 (Einzel-Ausdruck)						
Angaben zur Betonsorte:								
Sorte-Nr.: 20132523	ShortCode: 13385301	Werk:						
Bezeichnung: C25/30 XC4 XF1 XA1 F5 32 L	Größtkorn: 32	Wasserliesch						
Festigkeitsklasse: C25/30	Sollprüfalter: 56	Industriegel, Obermoselerstr. 54332 Wasserliesch						
Expositionsklassen: XC4;XF1;XA1	Feuchtklasse: WA							
Festigkeitsentwicklung: L	Chloridklasse: 0,40							
Berechnungen:								
Zementgehalt: 300 kg	max.anrech.Zstoff: 33,0 %	99 kg	Wassergehalt: 195 kg w/z-Wert: 0,65					
Zus.stoffgehalt [kg]: 100	Anrech.Faktor: 0,70		Zus.mitt ges: 2,00l w/z EQ 0,53					
Kenngößen								
Leimgehalt:	Mehlkorngehalt	Mehlk./Feinstsandgeh.	Mörtelgehalt					
Zement 100,0 dm ³	Zement 300 kg	Zement 300 kg	Zement 100 dm ³					
Wasser 195,0 dm ³	Gesteinskörn. 12 kg	Gesteinskörn. 47 kg	Wasser 195 dm ³					
Zusatzstoff 0,0 dm ³	(< 0,125 mm)	(< 0,25 mm)	Luftporen 15 dm ³					
Summe 295,0 dm ³	Restwasser 0 kg	Restwasser 0 kg	Zusatzmittel 2 dm ³					
	Zusatzstoff 100 kg	Zusatzstoff 100 kg	Zusatzstoff 44 dm ³					
	Summe 412 kg	Summe 447 kg	Gesteinsk.<2 mm 216 dm ³					
			Summe 572 dm ³					
Zusammensetzung für 1m³ verdichteten Frischbeton:								
Material (Bezeichnung, Herstellwerk)	Alk. kl.	Ant. [%]	Vol. [dm ³]	Dichte [kg/dm ³]	trock. [kg]	Eigenf. [%] [kg]	feucht [kg]	Eign. [kg]
Gesteinskörnung								
Sand 0/4 Wacht, Joh. Wacht, Wasserliesch	EI unb	41	264,2	2,64	697	0	697	
Kies 4/8 Wacht, Joh. Wacht, Wasserliesch	EI unb	12	77,3	2,64	204	0	204	
Kies 8/16 Wacht, Joh. Wacht, Wasserliesch	EI unb	24	154,7	2,64	408	0	408	
Kies 16/22 Wacht, Joh. Wacht, Wasserliesch	EI unb	23	148,2	2,64	391	0	391	
Sieblinie:		100	644,5		1700	0	1700	
Zement CEM III/A 32,5 N			100,0	3,00	300		300	
Wasser			195,0			Wass.geh		
Frischwasser		100		1,00	195	Zs:	195	
Restwasser		0		1,05	0	Zm:	0	
Gesamtwasser					195		195	
Zusatzstoff Flugasche, Steag, Völklingen			43,5	2,30	100		100	
Zusatzmittel CX Isoflow 761 (BV), Cemex Admixtures GmbH		0,70	2,0	1,05	2,100		2,100	
Luftporen			15,0					
Summe			1000,0		2297		2297	
Bemerkungen: * Basis für Berechnung der Eignungsmischung: 0,0 kg Gesteinskörnungsgemisch								

Abbildung A 5.3: Mischungsentwurf des Bohrpfahlbetons der Baumaßnahme zweite Schleuse Trier

A5.4 Fotodokumentation Modellbohrpfahl

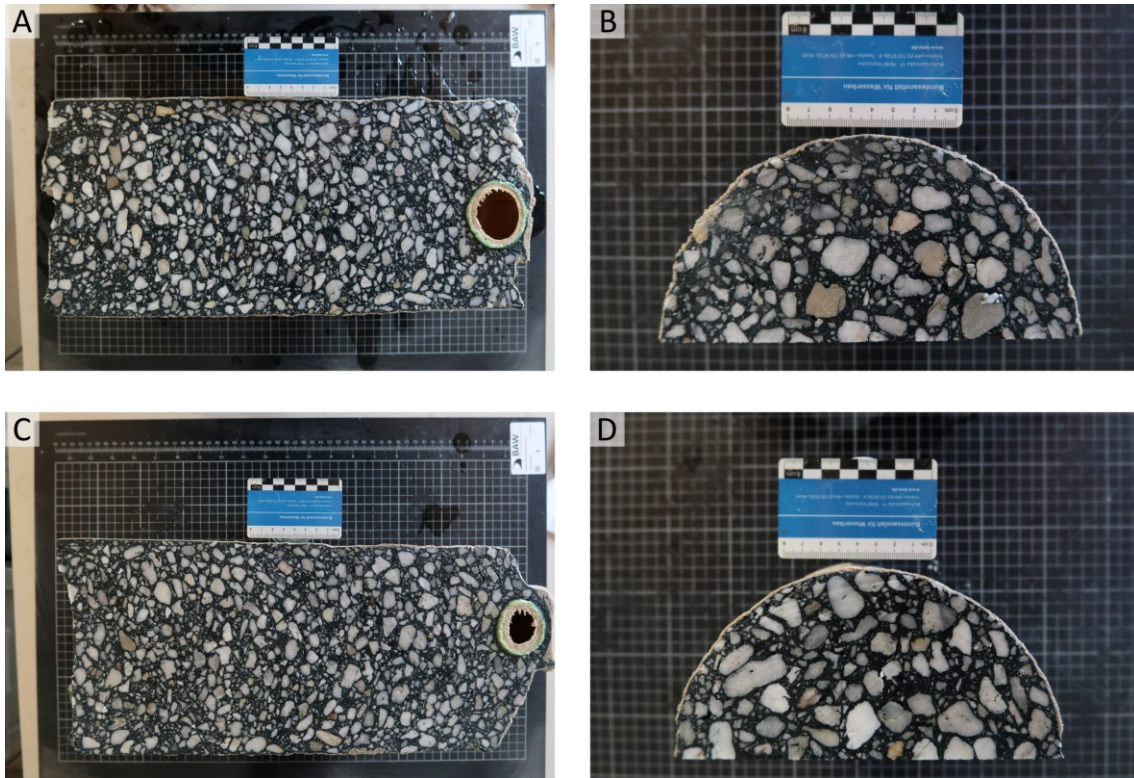


Abbildung A 5.4: Fotodokumentation der untersuchten Modellbohrpfähle: A) Längsschnitt BPM #1, B) Radialschnitt BPM #1, C) Längsschnitt BPM #2, D) Radialschnitt BPM #2

A5.5 Mischungsentwurf Modellbohrpfahl

Bundesanstalt für Wasserbau
Referat Baustoffe

Frischbeton
Mischungsberechnung
Auftrag:

Karlsruhe 20.09.2022

Seite 1/3



Auftraggeber :	2.04.70007.00		Sortennummer :	2.4.007-01					
Mischwerk(e) :									
Bemerkung :	Verwendung: Bohrpfahlbeton								
Anforderungen									
Beton nach :	Eigenschaften	Regelwerk(e) :	EN 206						
Druckfestigkeitsklasse :	C20/25	Expositionsklasse(n) :							
Klasse des Chloridgehalts :		besondere Maßnahmen:							
Konsistenzklasse :									
Größtkorn :	16 mm	Sieblinienbereich:							
Festigkeitsentwicklung :		r- Wert (fcm2/fcm28) :							
(w/z) - Wert :	0,57	(w/z)eq - Wert :	0,57						
wirksamer Wassergehalt :	230,0 kg	Luftporen :	2,0 Vol.-%						
Kennwerte									
		Zement	Gesteins- körnung	Zusatz- stoffe	Zusatz- mittel	Fein- stoffe	Wasser	Luft	Summe
Mehlkorn	< 0,125mm	400,0 +	+	0,0 +	0,0 +	0,0			= kg/m ³
Mehlkorn + Feinstsand	< 0,250mm	400,0 +	+	0,0 +	0,0 +	0,0			= kg/m ³
Gesteinskörnung									= 1606,4 kg/m ³
Zementleimgehalt		133,3	+	0,0			+		= dm ³ /m ³
Mörtelgehalt	< 2,0 mm	133,3 +	+	0,0 +	0,8 +	230,0	+	20,0	= dm ³ /m ³
Stoffraumrechnung für 0,05 m³									
			Anteil	Stoffraum	Dichte	trocken		feucht	
				[dm ³ /m ³]	[kg/dm ³]	Masse	Wasser	Masse	Wasser
						[kg]	[kg]	[kg]	[kg]
Zement	CEM III/B 42,5 N-LH/SR; Heidelberger			133,3	3,00	20,000	0,000	20,000	0,000
Zusatzmittel	Master Glenium Sky 685 DF	0,20 M.-% v.z		0,8	1,02	0,040	0,000	0,040	0,000
Trinkwasser				230,0	1,00	11,500	11,500	11,500	11,500
Gesteinskörnung	Sand 0/2; Binsfeld	38,0 V.-% v.g		233,9	2,610	30,525	0,000	(0,0%) 30,525	0,000
Gesteinskörnung	Kies 2/8; Binsfeld	22,0 V.-% v.g		134,9	2,620	17,670	0,000	(0,0%) 17,670	0,000
Gesteinskörnung	feine GK 8/16; Binsfeld	40,0 V.-% v.g		247,1	2,600	32,125	0,000	(0,0%) 32,125	0,000
Luftporengehalt				20,0					
Summe:				1000,0		111,860	11,500	111,860	11,500
BAW Karlsruhe Referat Baustoffe Karlsruhe 20.09.2022									
_____ Unterschrift									

Abbildung A 5.5: Mischungsentwurf des Modellbohrpfahlbetons aus Forschungsvorhaben der BAW

A5.6 Vorgehen der Thermoanalytik des Bohrpfahlbetons

Für die Ermittlung des Hydratationsgrades für zementgebundene Baustoffe mit Gesteinskornanteil wird die Gleichung (6-16) nach Gätje (2003, S. 38) modifiziert zu Gleichung (A5-2).

$$w_{chem,t} = \frac{\Delta M_{ges} - \left(\frac{z \cdot GV_Z}{100} \cdot GB + g \cdot GV_G \right)}{GB} \cdot 100 \quad (A5-2)$$

$w_{chem,t}$	Gehalt an chemisch gebundenem Wasser zum Zeitpunkt t in (g/g Zement)
ΔM_{ges}	Gewichtsverlust der Probe in (Gew.-%)
z	Anteil des Zementklinkers in (%)
GV_Z	Glühverlust des Zementklinkers in (Gew.-%)
g	Anteil der Gesteinskörnung in (%)
GV_G	Glühverlust der Gesteinskörnung in (Gew.-%)
GB	Glühbeständiges der Probe in (Gew.-%)

Der Glühverlust der Gesteinskörnung wurde mit 2 Gew.-% angenommen. Da die gesamte Betonprobe aufgemahlen wurde, wird die maximale Wasserbindekapazität $w_{chem,max}$ mit dem Zementsteinanteil am Beton multipliziert. Dieser kann aus dem Mischungsentwurf entnommen werden und liegt bei 13,3 %.

Für die Messungen wurden Bruchstück des Randbereichs des Pfahlfußes mit einer Schwingmühle auf < 90 µm aufgemahlen. Zum Stoppen der Hydratation wurden ca. 2 g des aufgemahlenen Betonpulvers intensiv per Hand mit Isopropanol vermischt und für 2 h bei 60 °C getrocknet. Danach wurde das Pulver luftdicht in einem Schnappdeckelglas in einem Exsikkator mit Kieselgel und Natriumhydroxid auf Träger gelagert, um eine Wasseraufnahme und Carbonatisierung zu unterbinden. Um die Heterogenität des Baustoffes bestehend aus Gesteinskörnung und Bindemittelmatrix zu berücksichtigen, wurden Doppelbestimmungen durchgeführt. Die Einwaagemenge betrug im Mittel 101,4 mg ($s = 6,7$ mg).

A5.7 Herstellparameter und Bohrkernentnahme der Düsenstrahlsäulen

Tabelle A 5.1: Herstellparameter der errichteten Düsenstrahlsäulen

Säulenummer	Düsvorgang	w/z-Wert in (-)	Vorschub in (cm/min)	Drehzahl in (U/min)	Druck in (bar)
23	1	2,5	20	10	400
	2	0,6	10	5	200
24	1	2,5	20	10	400
	2	1,0	10	5	400
26	1	2,5	20	10	400
	2	0,8	20	10	400
27	1	2,5	20	10	400
	2	1,0	20	10	400
29	1	2,5	30	15	400
	2	1,0	10	5	400

Tabelle A 5.2: Bohrkern der Düsenstrahlsäulen mit entsprechender Entnahmetiefe

Säulenummer	Kernbohrung	Tiefe in (m)	Probenbezeichnung	Bereich
23	5	-34,07–35,26	S23-5 P05	Düshorizont
24	3	-32,02–33,87	S24-3 P03	Düshorizont
			S24-3 P06	Düshorizont
			S24-3 P07	Düshorizont
24	9	-33,69–35,73	S24-9 P01	Düshorizont
			S24-9 RB P01	Kern (Kies)
26	3	-32,42–34,40	S26-3 RB P06	Kern
27	9	-33,42–35,45	S27-9 RB P07	Düshorizont (Mörtel)
29	3	-33,67–35,91	S29-3 RB P03	Kern (Kies)
29	8	-29,90–30,90	S29-8 RB P02	Düshorizont
			S29-8 RB P04	Düshorizont

A5.8 Fotodokumentation S24-3

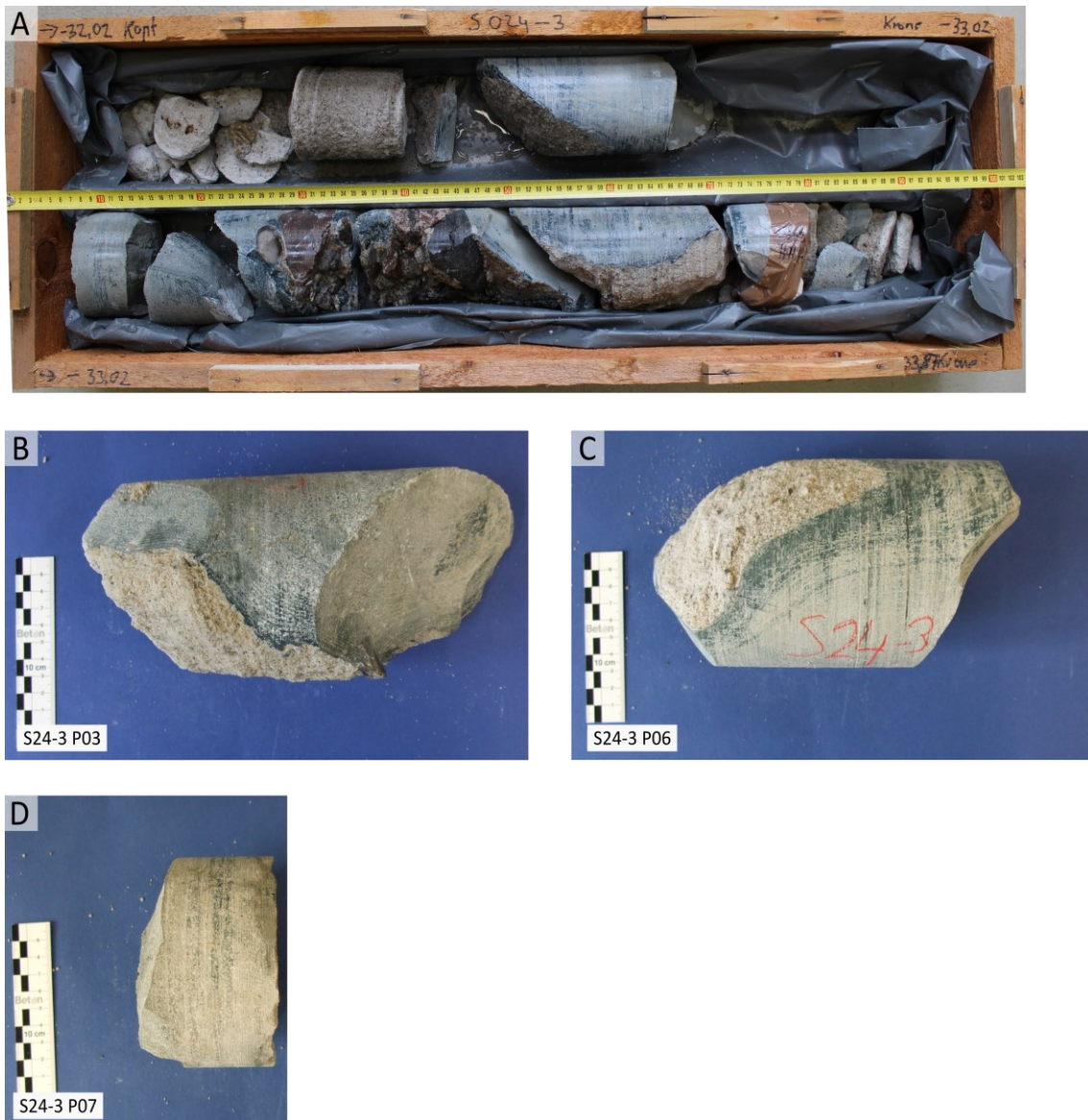


Abbildung A 5.6: Fotodokumentation S24-3: A) Bohrkern S24-3 (angefeuchtet) aus der Baugrundtiefe -32,02 m bis -33,02 m, B) Probe S24-3 P03: Randbereich mit anhaftendem Sand und Düshorizont, C) Probe S24-3 P06: Randbereich mit anhaftendem Sand und Düshorizont, D) S24-3 P07 aus dem Kernbereich der Säule

A5.9 Übersicht der Verpresskörper

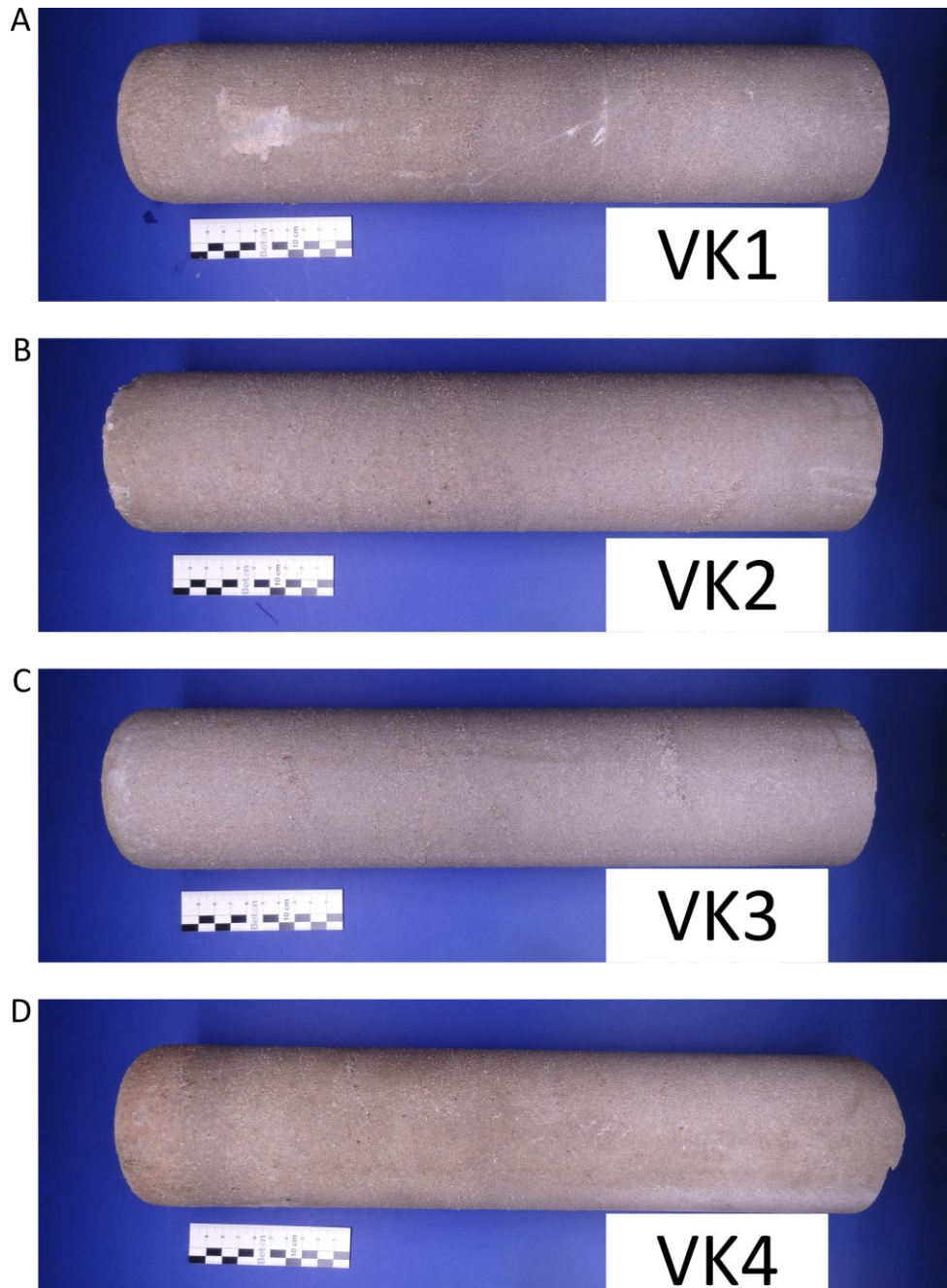


Abbildung A 5.7: Übersicht der untersuchten Verpresskörper (VK) zur Charakterisierung der Baustoffeigenschaften: A) VK1, B) VK2, C) VK3, D) VK4

A5.10 Dünnschliffmikroskopie VK2, Bereich II

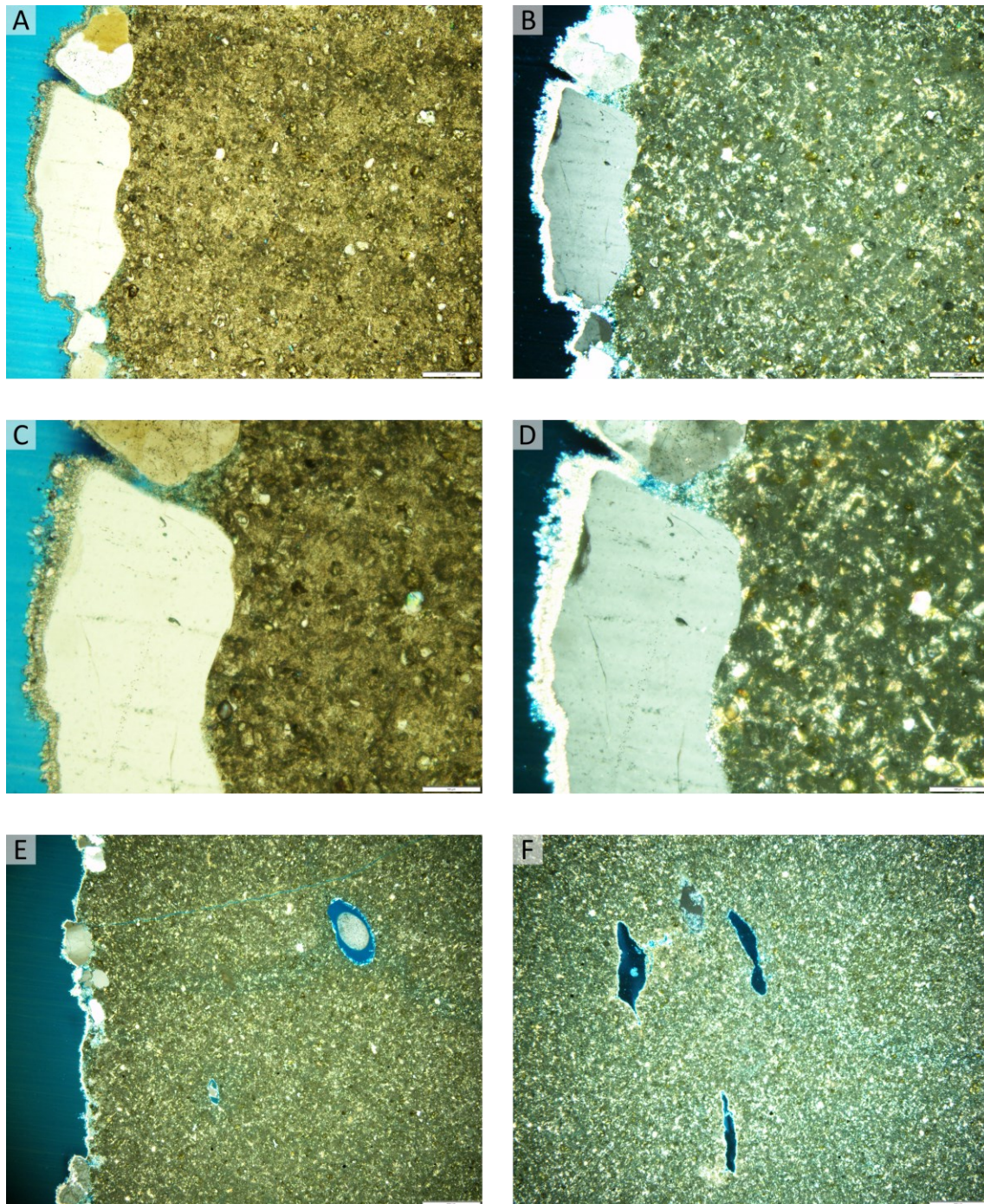


Abbildung A 5.8: Dünnschliffaufnahmen des VK2, Bereich II: A) anhaftende Sandkörner (ppt, Maßstab entspricht 200 μm), B) wie A) (xpt, Maßstab entspricht 200 μm), C) Vergrößerung der Kontaktzone zwischen Verpresskörper und Sandkorn (ppt, Maßstab entspricht 100 μm), D) wie C) (xpt, Maßstab entspricht 100 μm), E) Randbereich mit weniger anhaftenden Sandkörnern (xpt, Maßstab entspricht 500 μm), F) radial komprimierte Poren (xpt, Maßstab entspricht 500 μm)

Anhang 6 Parameterstudie – Verpressen von Zementsuspensionen

A6.1 Einfluss des w/z-Wertes der Zementsuspension

Frühere Studien zeigen, dass der initiale w/z-Wert einer Zementsuspension einen Einfluss auf die erzielbaren $w/z_{\text{verpresst}}$ -Werte hat. Bei Zementsuspensionen mit hohen w/z-Werten ($w/z = 1,0$) wird eine größere Menge an Anmachwasser herausgefiltert, als bei für die Anwendung im Spezialtiefbau üblichen w/z-Werten von 0,5 (Wang et al. 2016a). Des Weiteren stellte Domes bei höheren w/z-Werten fest, dass eine Erhöhung des Verpressdruckes keine wesentliche Reduzierung des erzielbaren $w/z_{\text{verpresst}}$ bewirkt (Domes 2015, S. 42).

Um den Einfluss des w/z-Wertes im gewählten Versuchsaufbau zu untersuchen, wurden folgende initiale w/z-Werte für Zementsuspensionen gewählt:

- 0,35
- 0,40
- 0,50
- 0,70

Die w/z-Werte 0,35 und 0,70 stellen den nach DIN/TS 18537:2021-05 zulässigen Bereich für Zementsuspensionen zur Herstellung von Verpressankern dar. Die Versuche wurden gemäß der in Abschnitt 6.3 vorgestellten Methodik durchgeführt. Auf das Einstellen eines PVC-U-Rohres als Schalung zur Herstellung von erhärteten, verpressten Zementsteinen wurde verzichtet. Reibungseinflüsse der Zylinderwandung sind denkbar, wurden im Rahmen der Untersuchung an frischen Zementsuspensionen als gleich für alle Versuchsreihen angesehen. Da für die Durchführung des Verpressvorganges Druckluft verwendet wurde, kommt es mit abnehmendem Wassergehalt des sich bildenden Filterkuchens zu einer ungleichmäßigen Zweiphasenströmung aus Flüssigkeit und Gas. Infolge der Ausbildung einer Wegigkeit für den Druckluftaustritt kann verbliebenes Anmachwasser an Zementpartikeloberflächen oder im Porenraum nicht mehr ausgefiltert werden. Die durch die Einlassöffnung nachströmende Druckluft kann die Oberfläche des entfeuchteten Filterkuchens beschädigen. Um Wölbungen und Rissbildung im entfeuchteten Filterkuchen zu vermeiden, wird über den Stahlzylinder eine Klarsichtfolie gelegt, welche mithilfe von Gummibändern in Position gehalten wird. Um eine Beschädigung der Folie durch den Druckluftstrahl zu verhindern, wird eine passgenaue 4 mm dicke Acrylglasplatte auf diese Klarsichtfolie gelegt.

Die Zementsuspensionen wurden in Anlehnung an DIN EN 196-1:2016-11 mit Zementen aus Tabelle A 8.1 hergestellt. Der Luftporengehalt und die Dichte der frischen Suspension wurde nach DIN EN 1015-7:1998-12 ermittelt. Für die w/z-Werte 0,35 und 0,40 erfolgte der Einbau in vier gleichmäßigen Lagen. Die Verdichtung wurde je Lage durch jeweils zehn kurze Stöße erzielt. Die Zementleime mit w/z-Werten 0,50 und 0,70 konnten durch ihre fließfähige Konsistenz direkt in den Luftgehaltsprüfer eingefüllt werden. Die Ergebnisse sind in Abbildung A 6.1 dargestellt. Mit zunehmendem w/z-Wert nimmt die Frischsuspensionsdichte der untersuchten Zementleime erwartungsgemäß ab. Die Streuung ist bei den durchgeführten

Untersuchungen gering. Die Dichte der Zementsuspensionen aus Portlandzement sind bei allen w/z-Werten höher als die der Hochofenzemente. Die Untersuchung des Luftporengehaltes der Frischsuspension zeigt eine Abnahme der in der Zementsuspension enthaltenen Luft mit zunehmendem w/z-Wert. Für die Zemente CEM I und CEM III/A konnte ab einem w/z-Wert von 0,4 bzw. 0,5 aufgrund der Ablesegenauigkeit des Manometers kein Luftgehalt ermittelt werden. Gräf (1988, S. 163) ermittelte für Zementleime aus Portlandzement mit w/z-Werten zwischen 0,3 und 0,6 zugehörige Luftporengehalte zwischen 0,35 und 0,20 Vol.-%, sodass die Ergebnisse der eigenen Untersuchungen als plausibel angesehen werden können.

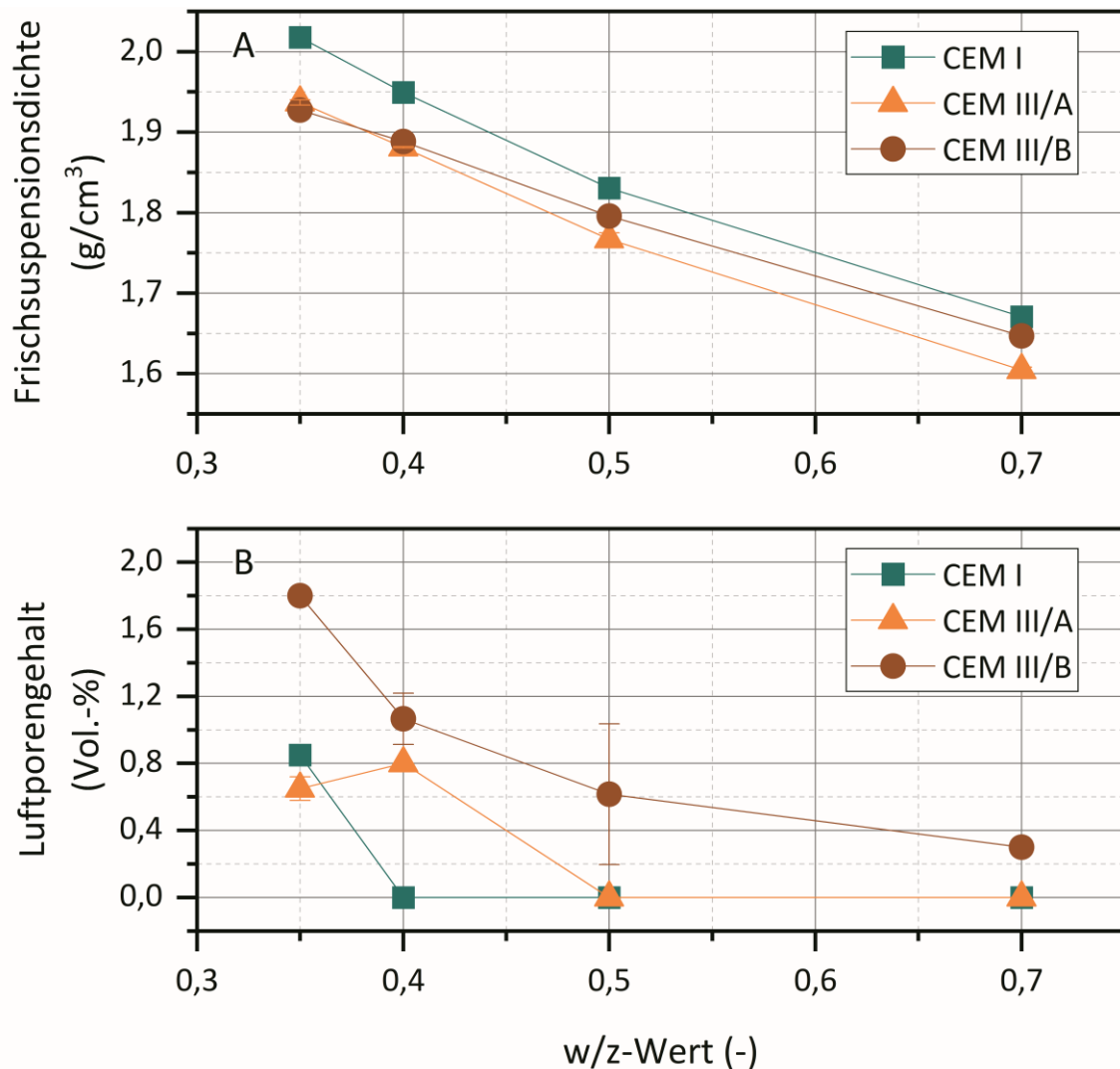


Abbildung A 6.1: Frischsuspensionskennwerte nach DIN EN 1015-7:1998-12 für CEM I 42,5 R, CEM III/A 52,5 L-SR/HO und CEM III/B 42,5 N-LH/SR: A) Frischsuspensionsdichte, B) Luftporengehalt (Mittelwerte für n = 2–4)

Die Ergebnisse der Parameterstudie zum Einfluss des initialen w/z-Wertes sind in Abbildung A 6.2 und Abbildung A 6.3 für Zementsuspensionen aus CEM I und CEM III/B dargestellt. Die Menge an ausgepresstem Anmachwasser nimmt mit steigenden initialen w/z-Werten zu. Es ist zudem erkennbar, dass die Zementart einen Einfluss auf die Wasserbindekapazität hat. Die Portlandzementsuspension hält weniger Anmachwasser zurück als die Suspension aus Hochofenzement. Die niedrigsten w/z-Werte nach dem

Verpressen werden für die geringsten initialen w/z -Werte erzielt. Zu beachten ist, dass im Rahmen dieser Parameterstudie die Suspensionsmenge konstant gehalten wurde. Mit zunehmendem initialem w/z -Wert nimmt jedoch die Frischsuspensionsdichte ab, sodass weniger Zementpartikel in der Suspension vorhanden sind und diese einen größeren Abstand zueinander aufweisen. Bei der gewählten Verpresszeit von 120 s konnte beobachtet werden, dass das Ende des kontinuierlichen Ausfilterns, welches durch ein abruptes Ende des Wasserflusses gekennzeichnet war, mit zunehmendem w/z_{init} später eintrat. Dies ist auf die größere Menge an Anmachwasser zurückzuführen. Mit Ende des Wasserflusses tritt aus dem Ablassrohr in der Fußplatte ein Luftstrom aus, der nur noch geringe Wassermengen austrägt. Gleichzeitig fällt der Druck in der Filterpresse ab.

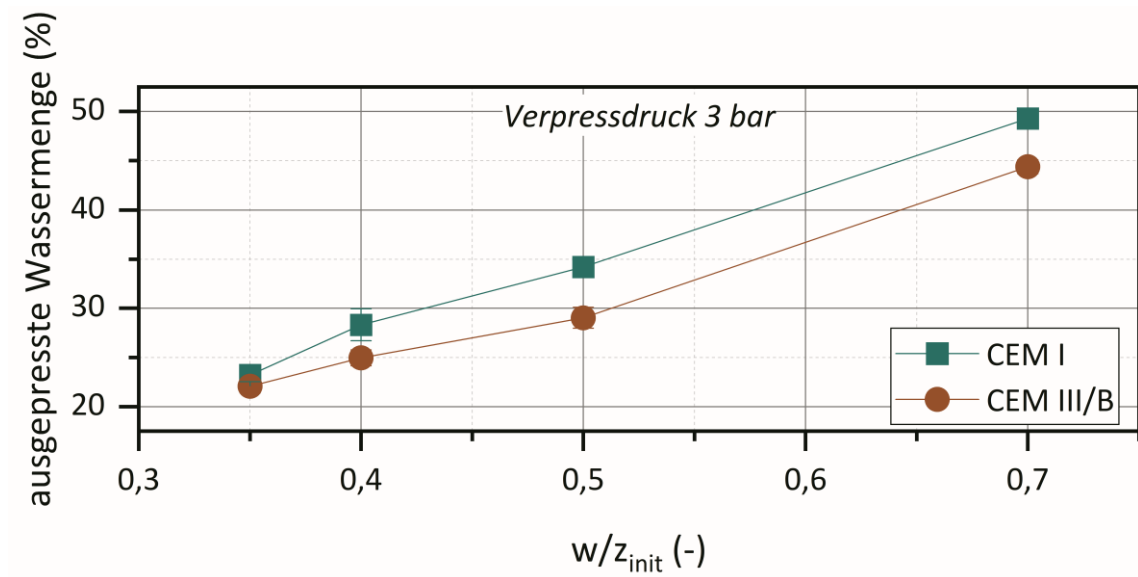


Abbildung A 6.2: Abhängigkeit des w/z -Wertes von Zementleimen auf die ausgepresste Wassermenge bei einem Verpressdruck von 3 bar

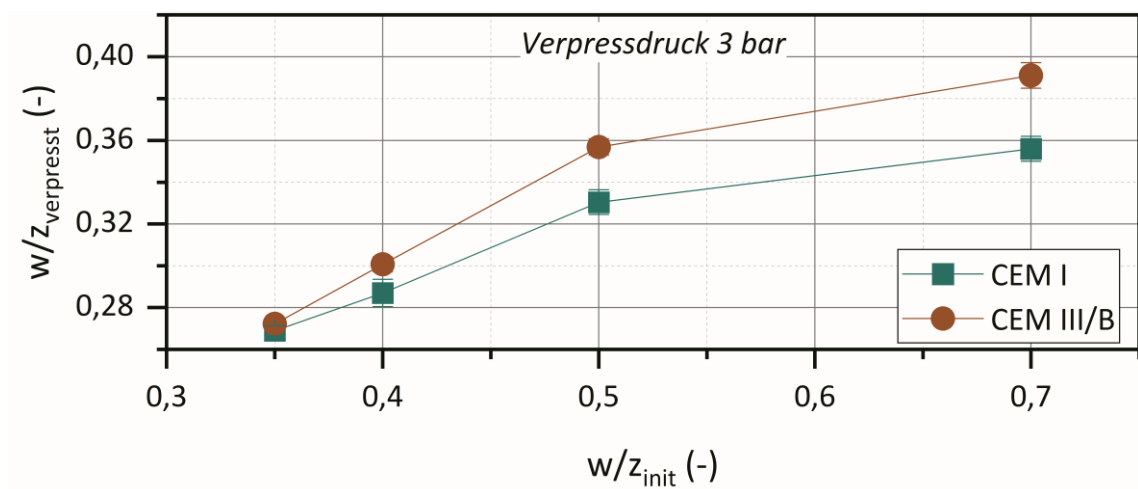


Abbildung A 6.3: Zusammenhang zwischen initialem w/z -Wert und verpresstem w/z -Wert für Zementsuspensionen aus CEM I und CEM III/B bei einem Verpressdruck von 3 bar

A6.2 Einfluss des Verpressdruckes

Ergebnisse aus der Literatur zeigen, dass mit zunehmendem Verpressdruck die Menge an ausgefiltertem Anmachwasser steigt (Wang et al. 2016a). Die Untersuchungen von (Domes 2015, S. 40) zeigen jedoch, dass eine Erhöhung des Verpressdruckes auf mehr als 10 bar keine signifikante Reduzierung des $w/z_{\text{verpresst}}$ bewirkt.

Um den Einfluss des Verpressdruckes zu untersuchen, wurde eine Zementsuspension aus CEM I mit einem initialen w/z -Wert von 0,5 für 120 s verpresst. Es wurden folgende Verpressdrücke gewählt:

- 1 bar
- 3 bar
- 5 bar
- 7 bar

Die Ergebnisse sind in Abbildung A 6.4 dargestellt. Mit zunehmendem Verpressdruck nimmt die Menge an ausgepresstem Anmachwasser zu. Dies führt zu abnehmenden $w/z_{\text{verpresst}}$ -Werten mit steigendem Verpressdruck. Bei einem Verpressdruck von 1 bar führt die verbleibende Menge an Anmachwasser im Filterkuchen dazu, dass dieser nach dem Ausbau feuchtigkeitsbenetzt ist. Durch Erhöhung des Verpressdruckes wird zudem die Geschwindigkeit des Verpressvorganges erhöht, was sich in kürzeren Zeiten bis zum Ende des Wasserflusses bzw. zur Ausbildung einer Druckluftströmung niederschlägt. Mit höheren Verpressdrücken nehmen im gewählten Versuchsaufbau allerdings die Beschädigungen des Filterkuchens zu. Ab Verpressdrücken von 5 bar kommt es ohne geeignete Schutzmaßnahmen zu Schäden des gebildeten Zementleim-Filterkuchens. Diese Schäden sind meist auf die Oberfläche des Filterkuchens begrenzt. Vereinzelt bilden sich aber auch über die komplette Höhe des verpressten Filterkuchens durchgängige Risse. Aus diesen Voruntersuchungen kann abgeleitet werden, dass sich für die Herstellung von erhärteten, verpressten Zementsteinen Verpressdrücke von 3 bar als günstig erweisen.

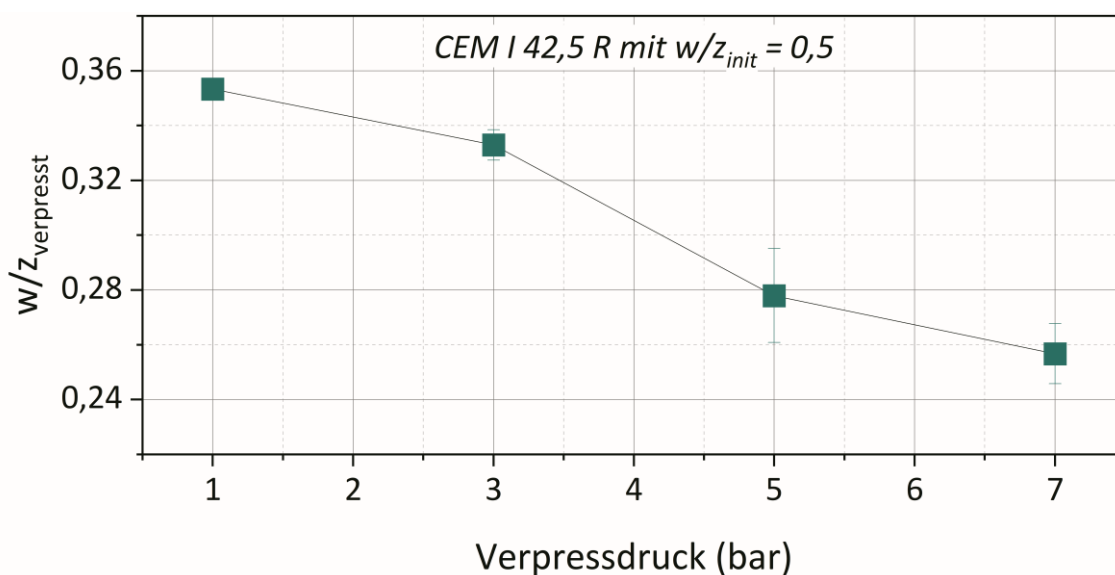


Abbildung A 6.4: Einfluss des Verpressdruckes auf den $w/z_{\text{verpresst}}$ für Zementsuspensionen aus CEM I 42,5 R mit einem initialen w/z -Wert von 0,5

A6.3 Einfluss der Partikelgrößenverteilung und der Zementart

Die Partikelgröße, die Form der jeweiligen Partikel und ihre Verteilung beeinflussen den Wasseranspruch insbesondere feiner Kornhaufwerke. Mit zunehmender Feinheit von Partikelgemischen nehmen die Hohlraumgehalte aufgrund interpartikulärer Kräfte stark zu (Reschke 2001, S. 54). Für die granulometrische Optimierung von Feinststoffgemischen zur Erzielung der maximalen Packungsdichte ist die Zugabe von einer gerade sättigenden Wassermenge zur Überwindung vorhandener Kapillarspannungen erforderlich (Puntke 2002). Mit zunehmender Feinheit oder enggestufter Korngrößenverteilung von Zementklinker nimmt dessen Wasseranspruch bzw. Wasserrückhaltevermögen zu (Sprung et al. 1985). Dies hängt insbesondere mit der Zunahme der spezifischen Oberfläche und der damit verbundenen Erhöhung der Kontaktpunkte zur Ausbildung interpartikulärer Kräfte zusammen. Beim Verpressen von reinen Zementsuspensionen ist anzunehmen, dass Zement mit größerer Feinheit grundsätzlich ungünstiger hinsichtlich eines niedrigen zu erzielenden $w/z_{\text{verpresst}}$ -Wertes ist. Abweichend wurde bei experimentellen Untersuchungen zum Verpressverhalten von Zementsuspensionen kein signifikanter Unterschied von Portlandzementen mit unterschiedlicher Feinheit festgestellt (McKinley und Bolton 1999; Picandet et al. 2011).

Um den Einfluss der Feinheit auf den w/z -Wert verpresster Zementsuspensionen zu erfassen, wurden Untersuchungen an Frischsuspensionen aus Portland- und Hochofenzementen unterschiedlicher Feinheiten durchgeführt. Zusätzlich wurden über den Entwässerungsweg abgestufte Porositäten der erhärteten Zementsteine ermittelt. Die chemische und mineralogische Zusammensetzung ist in Tabelle A 6.1 gegeben. In Abbildung A 6.5 und Abbildung A 6.6 sind die Partikelgrößenverteilungen der untersuchten Portland- und Hochofenzemente dargestellt. Die Daten wurden von den Zementherstellern freundlicherweise zur Verfügung gestellt. Die granulometrischen Kenndaten, welche aus der Rosin-Rammler-Sperling-Bennet-Verteilungsfunktion (RRSB) nach DIN 66145:1976-04 ermittelt wurden, sind in Tabelle A 6.2 dargestellt. Die RRSB-Verteilung ist eine empirische Funktion welche die Partikelgrößenverteilung von technischen Feinkornmischungen sehr gut abbildet (Zogg 1993, S. 32). Der Lageparameter x' gibt den Siebdurchgang bei einer Verteilungssumme von 63,2 % an. Das Steigungsmaß n wird auch als Streuungsparameter bezeichnet (Stieß 2009, S. 48). Mit zunehmendem Steigungsmaß ist die Verteilungsbreite der Partikelgrößenverteilung enger. Neben der graphischen Auswertung nach DIN 66145:1976-04 kann das Steigungsmaß über zwei bekannte Punkte der Geraden im RRSB-Netz nach Gleichung (A6-3) berechnet werden (Stieß 2009, S. 48). n wird für die verwendeten Zemente für die Punkte d_{10} und d_{90} rechnerisch ermittelt. Die Prüfung auf Plausibilität erfolgt grafisch mit zweifach-logarithmischer Ordinate und einfach-logarithmischer Abszisse. Die Partikelgrößenverteilung ergibt in diesem Fall eine Gerade, deren Steigung durch linearen Fit mithilfe des Programmes *Origin 2023b* ermittelt werden kann.

$$n = \frac{\ln\left(\ln\left(\frac{1}{1 - \frac{d_{10}}{100}}\right)\right) - \ln\left(\ln\left(\frac{1}{1 - \frac{d_{90}}{100}}\right)\right)}{\ln\left(\frac{x_{10}}{x_{90}}\right)} \quad (\text{A6-3})$$

n	Steigungsmaß bzw. Steigung der RRSB-Geraden in (-)
d_x	Teilchendurchmesser bei Durchgang x in (μm)
x_x	Verteilungssumme an der Stützstelle x in (%)

Die mineralogische Zusammensetzung des Klinkers kann den Wasseranspruch beeinflussen. Ein hoher Anteil an reaktionsfähigem C_3A führt infolge der Bildung von Aft-Phasen auf der Oberfläche der

Zementklinkerpartikel zum einen zur Erhöhung des Wasseranspruch, zum anderen zur Veränderung der Kornform. Je niedriger der Lageparameter x' eines Zementklinkers, desto größer ist der Umsatz an C_3A . (Sprung et al. 1985) Die Feinheit der Zemente wirkt sich auf die rheologischen Eigenschaften von Zementsuspensionen aus. Mit abnehmenden Lageparameter x' von Feinstoffgemischen nimmt die Fließgrenze zu (Reschke 2001, S. 56). Die Fließgrenze τ_0 wird zudem maßgeblich durch den w/z-Wert von Zementsuspensionen beeinflusst. Mit zunehmendem Lageparameter x' sinkt die Fließgrenze τ_0 von Zementleimen mit annähernd gleicher mineralogischer Zusammensetzung. Die Überlagerung der Einflüsse aus Feinheit und mineralogischer Zusammensetzung hinsichtlich der Rheologie und des Wasser-rückhaltevermögens von Zementsuspensionen sind bei der Bewertung der Ergebnisse zur Verpressbarkeit zu berücksichtigen.

Die Gehalte an C_3A und C_4AF des untersuchten CEM I 52,5 R (sp) und CEM I 52,5 L-SR3 (na) weichen von der sich ähnelnden chemischen und mineralogischen Zusammensetzung der anderen untersuchten Portlandzemente in dieser Parameter Studie ab.

Tabelle A 6.1: Chemische und mineralogische Zusammensetzung der Zemente nach Herstellerangaben

Zement	CEM I 32,5 R	CEM I 42,5 R	CEM I 52,5 R	CEM I 52,5 R (sp)	CEM I 52,5 N-SR3 (na)	CEM III/B 42,5 N-LH/SR	CEM III/A 52,5 L-SR/HO ¹
Chemische Zusammensetzung in (M.-%)							
<i>CaO</i>	63,5	63,5	63,1	65,6	63,1	47,7	51,2
<i>SiO₂</i>	20,6	20,5	20,5	22,6	21,3	29,6	26,1
<i>Al₂O₃</i>	5,4	5,4	5,4	3,9	3,7	8,9	8,5
<i>Fe₂O₃</i>	2,5	2,5	2,4	1,4	4,9	1,1	1,9
<i>MgO</i>	1,5	1,5	1,6	0,8	0,9	4,7	4,9
<i>SO₃</i>	2,9	3,2	3,7	3,4	2,8	3,4	4,0
<i>K₂O</i>	0,9	0,8	0,7	0,7	0,6	0,7	0,8
<i>Na₂O</i>	0,3	0,3	0,2	0,2	0,1	0,2	< 0,1
<i>TiO₂</i>	0,3	0,3	0,3	0,2	0,2	0,7	0,5
<i>Cr₂O₃</i>	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	< 0,1
<i>Mn₂O₃</i>	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,2	0,1
<i>ZnO</i>	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,0	< 0,1
<i>P₂O₅</i>	0,1	0,1	0,1	0,1	0,2	0,0	0,0
Glühverlust	2,0	2,1	1,8	1,2	2,3	1,5	2,1
Mineralogische Zusammensetzung in (M.-%)							
<i>C₃S</i>	54,0	54,2	51,0	57,2	55,3	-	-
<i>C₂S</i>	18,3	17,8	20,3	21,8	19,5	-	-
<i>C₃A</i>	10,1	10,1	10,1	7,9	1,5	-	-
<i>C₄AF</i>	7,5	7,5	7,4	4,3	14,8	-	-
Hüttensandgehalt	-	-	-	-	-	69,2	55,0

¹ Eigene Messung mittels RFA (siehe Tabelle A 8.1)

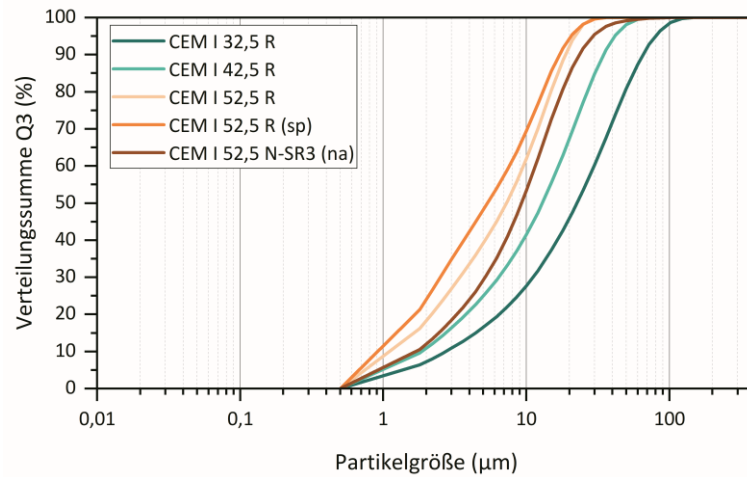


Abbildung A 6.5: Partikelgrößenverteilung verwendeter CEM I-Zemente im Rahmen der Parameterstudie zum Einfluss der Feinheit auf den Verpressvorgang von Zementsuspensionen

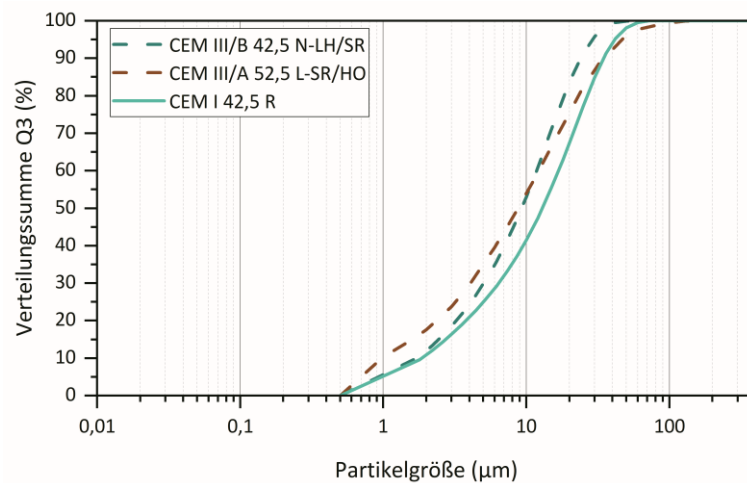


Abbildung A 6.6: Partikelgrößenverteilung verwendeter CEM III-Zemente im Rahmen der Parameterstudie zum Einfluss der Feinheit auf den Verpressvorgang von Zementsuspensionen, CEM I 42,5 R als Referenz

Tabelle A 6.2: Granulometrische Kenndaten der verwendeten CEM I-Zemente der Parameterstudie zum Einfluss der Feinheit auf den Verpressvorgang von Zementsuspension (Klammerwerte entsprechen den Herstellerangaben)

Zement	d_{10} in (μm)	d_{50} in (μm)	d_{90} in (μm)	Lageparameter x' in (μm)	Steigungsmaß n in (-)
CEM I 32,5 R	2,75	22,69	65,88	32,35	0,97 (0,98)
CEM I 42,5 R	1,88	12,98	34,79	18,17	1,06 (1,04)
CEM I 52,5 R	1,30	7,28	18,87	10,32	1,15 (1,05)
CEM I 52,5 R (sp)	1,11	5,37	17,17	8,42	1,13 (0,97)
CEM I 52,5 N-SR3 (na)	1,73	9,28	23,66	12,37	1,18 (1,19)
CEM III/B 42,5 N-LH/SR	1,75	9,30	24,14	12,69	1,17 (1,16)
CEM III/A 52,5 L-SR/HO	1,02	8,85	35,32	13,63	0,87 (0,86)

Die Verpressversuche wurden entsprechend der in Abschnitt 6.3 beschriebenen Methodik durchgeführt. Je Zementart wurden mindestens zwei Untersuchungen durchgeführt. Die Untersuchungen an den Frischsuspensionen erlauben Rückschlüsse über den Einfluss der Feinheit auf die Verpressbarkeit der jeweiligen Zemente. In Abbildung A 6.7 ist der Zusammenhang zwischen den erzielbaren $w/z_{\text{verpresst}}$ -Werten und dem Lageparameter x' der jeweiligen Zemente dargestellt. Der initiale w/z -Wert betrug 0,5. Die Versuche wurden mit einem Verpressdruck von 3 bar durchgeführt. Mit zunehmender Feinheit bzw. kleineren Lageparametern nimmt das Wasserrückhaltevermögen bzw. die erzielbaren $w/z_{\text{verpresst}}$ der Suspensionen zu. Für den groben Portlandzement CEM I 32,5 R konnte das meiste Anmachwasser herausgepresst werden. Die erzielbaren $w/z_{\text{verpresst}}$ des CEM I 52,5 N-SR3 (na) sind trotz einer hohen Feinheit geringer als die der Hochofenzemente mit vergleichbarem Lageparameter. Dies kann auf seine mineralogische Zusammensetzung und den geringeren C_3A -Gehalt zurückzuführen sein, welcher den Wasseranspruch reduziert. Die untersuchten Hochofenzemente reihen sich in den Trend der Portlandzemente ein. Vergleicht man die Feinheiten des CEM I und des CEM III/B mit gleicher Zementfestigkeitsklasse so wird deutlich, dass der Hochofenzement eine höhere Feinheit aufweist. Die Partikel des Hüttensandes weisen eine glatte und geschlossene Oberfläche auf, sodass sie den Wasseranspruch des Zements reduzieren. Um ihre Reaktivität zu erhöhen, ist entsprechend eine feinere Aufmahlung erforderlich. (Locher 2000, S. 201) Die erhöhte Feinheit der Hochofenzemente hat zur Folge, dass beim Verpressen weniger Anmachwasser herausgefiltert wird als bei Portlandzementen gleicher Festigkeitsklasse. Einen Sonderfall stellt der CEM III/A 52,5 L-SR/HO dar, da er werkseitig mit Zusätzen versehen ist, welche die Verarbeitungseigenschaften verbessern, gleichzeitig aber auch das Wasserrückhaltevermögen erhöhen.

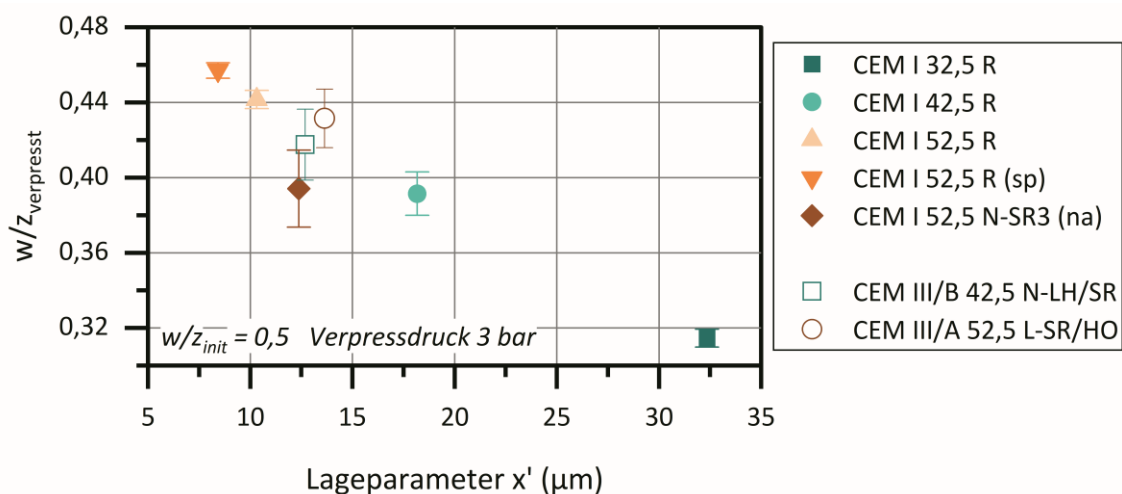


Abbildung A 6.7: Zusammenhang zwischen $w/z_{\text{verpresst}}$ und dem Lageparameter x' der untersuchten Zemente mit einem initialen w/z -Wert der Zementsuspensionen von 0,5 bei einem Verpressdruck von 3 bar

Der Einfluss des Streuungsparameters n auf den w/z -Wert nach Verpressen ist in Abbildung A 6.8 dargestellt. Bei enger werdender Kornverteilung und zunehmendem Steigungsmaß werden höhere $w/z_{\text{verpresst}}$ -Werte erzielt. Eine Ausnahme bildet hier der weitgestufte CEM III/A 52,5 L-SR/HO. Der grundsätzliche Einfluss des Steigungsmaßes ist allerdings nicht signifikant ausgeprägt. Korngrößenverteilungen mit geringem Steigungsmaß können eine größere Packungsdichte mit gleichzeitig geringerem Hohlraumgehalt ausbilden (Locher 2000, S. 200). Tendenziell sind flache Korngrößenverteilung hinsichtlich der Erzielung eines möglichst geringen w/z -Wertes nach dem Verpressen günstiger zu bewerten.

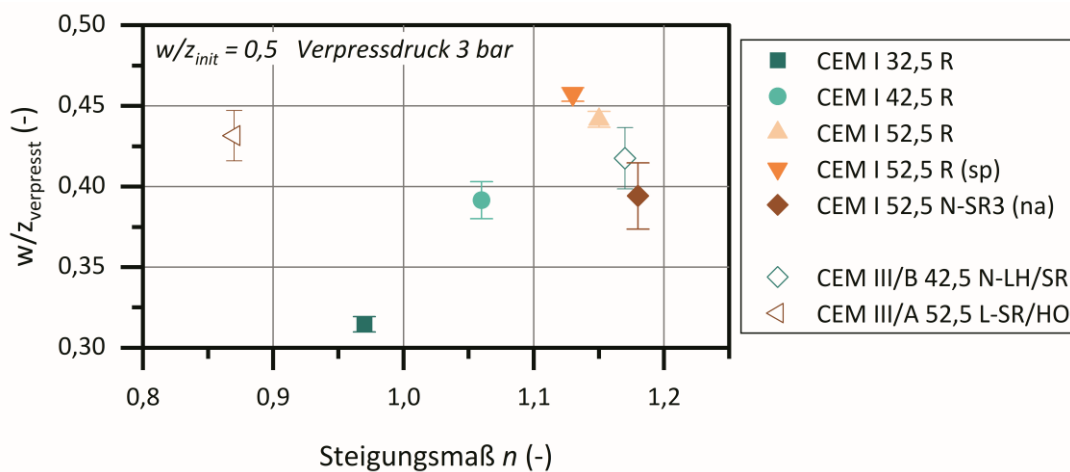


Abbildung A 6.8: Zusammenhang zwischen $w/z_{\text{verpresst}}$ und dem Steigungsmaß n der untersuchten Zemente mit einem initialen w/z -Wert der Zementsuspensionen von 0,5 bei einem Verpressdruck von 3 bar

Um den Einfluss der Feinheit auf das Gefüge des erhärteten verpressten Zementsteines zu untersuchen, wurde die massebezogene Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck (siehe 6.1.1.1) nach 56 Tagen ermittelt. Die Ergebnisse sind Abbildung A 6.9 dargestellt. Für alle verpressten Zementsteine stellt sich ein Gradient der Porosität mit zunehmendem Abstand vom Filtermedium ein. Dieser Gradient ist umso steiler, je feiner die verwendeten Zemente sind. Eine Sonderrolle nimmt der mit dem Handelsnamen Ankerzement HS untersuchte CEM III/A 52,5 L-SR/HO ein. Bei den Voruntersuchungen wurde festgestellt, dass dieser Zement durch die ihm zugefügten Zusätze ein erhöhtes Wasserrückhaltevermögen besitzt. Des Weiteren wurde an frischen Suspensionen ein lokal begrenzter Filterkuchen in der Nähe des Filtermediums beobachtet. Oberhalb des Filterkuchen lag noch fließfähige Zementsuspension vor. In Abbildung A 6.9 ist die Auswirkung der lokal begrenzten Filterkuchenbildung auf die Porosität des verpressten Zementsteines ersichtlich. Die geringsten Porositäten sind in unmittelbarer Nähe zum Filtermedium zu beobachten. Mit zunehmendem Abstand nimmt die Porosität zu, ehe sie ab etwa 3,5 cm konstante Werte erreichen.

Der Einfluss der Zementart auf die Porosität wird durch den Verpressvorgang nicht vermindert. So sind die Porositäten des CEM III/B bei vergleichbaren $w/z_{\text{verpresst}}$ -Werten signifikant höher als bei den Portlandzementen. Zudem zeigt sich beim CEM III/B-Zementstein kein ausgeprägter Gradient mit Abstand vom Filtermedium. Aufgrund des hohen Wasserrückhaltevermögens des CEM I 52,5 R (sp) war das Volumen des verpressten Zementleimes deutlich größer, sodass eine Probenpräparation im Abstand von 7,5 cm vom Filtermedium möglich war. Dieser Zement zeigte von den reinen Portlandzementen den stärksten Gradienten über die Höhe des verpressten Zementsteines.

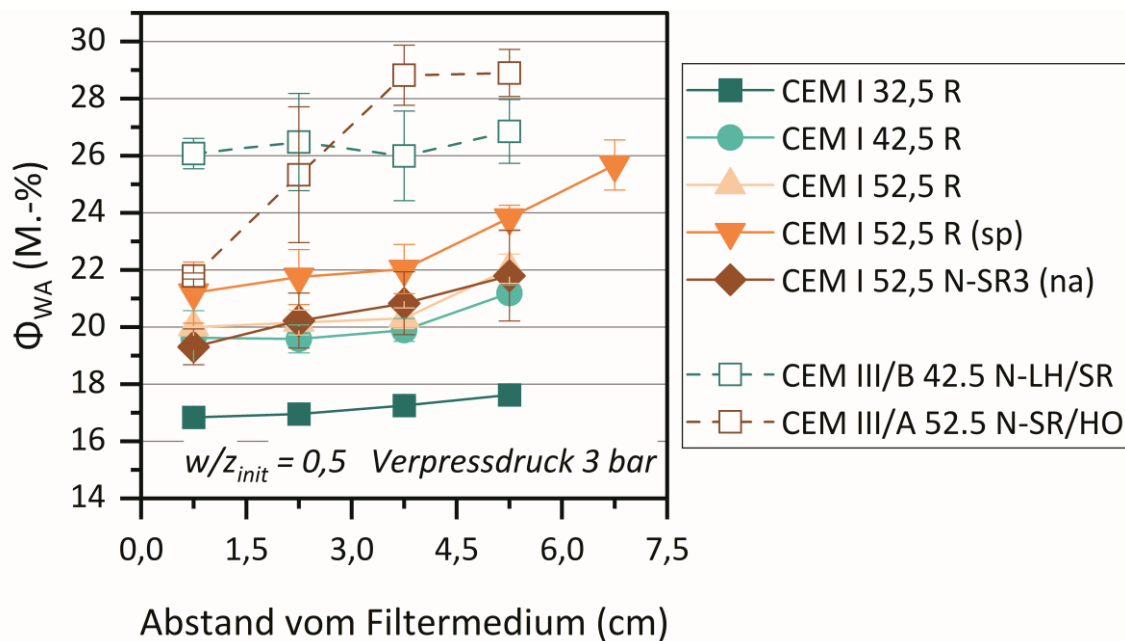


Abbildung A 6.9: Massebezogene Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck in Abhängigkeit vom Abstand vom Filtermedium (Probenalter 56 d) der untersuchten Zemente mit einem initialen w/z_{init} -Wert der Zementsuspensionen von 0,5 bei einem Verpressdruck von 3 bar

A6.4 Einfluss auf die Hydratationskinetik

Bei Kontakt des Zementklinkers mit Anmachwasser kommt es zur Hydrolyse leicht löslicher Bestandteile. Die Hydratation beginnt mit der Phase der Anfangshydrolyse. Insbesondere der dem Klinker zugefügte sulfatische Abbinderegler geht in dieser Phase nahezu vollständig in Lösung. Durch den Verpressvorgang wird aus dem frischen Zementleim neben dem Anmachwasser auch ein signifikanter Anteil der in dieser flüssigen Phase gelösten Stoffe entzogen. Dadurch kann sich die Hydratationskinetik während der ersten 24 h ändern.

Um diese Fragestellung zu klären, wurden röntgendiffraktometrische Untersuchungen an verpresstem und unverpresstem Zementstein durchgeführt. Die Methode der Röntgendiffraktometrie (XRD) eignet sich zur Analyse der kristallinen Phasenzusammensetzung zementgebundener Baustoffe. Grundsätzliche Anwendungshinweise und Hintergrundinformationen zur Röntgenpulverdiffraktometrie gibt Snellings (2016). Die Hydratationskinetik lässt sich anhand einzelner, kristalliner Hydratationsprodukte und dem Verbrauch der Klinkerphasen nachvollziehen (König 2010). Die Messungen wurden mit einem X'Pert MPD Pro (PW 3040/60) der Firma *Panalytical* mit Cu-K α -Strahlung (Wellenlänge $\lambda = 0,154$ nm) durchgeführt.

Für die Untersuchungen wurden verpresste und unverpresste Proben (Normprisma) aus Zementsuspensionen mit einem w/z_{init} von 0,5 hergestellt. Nach der Herstellung der Proben wurden diese für 24 h in einem Feuchtlufschrank bei 20 °C und einer relativen Luftfeuchtigkeit ≤ 98 % gelagert. Nach dem Ausschalen wurden mithilfe eines Meißels und einer Zange Probenstücke mit einer Masse von etwa 2 g gebrochen und im Anschluss mit einem Achatmörser rückstandslos < 90 μm aufgemahlen. Im Probenalter von 24 h \pm 15 min wurde die Hydratation durchscharfe Ofentrocknung bei 105 °C für 2h gestoppt. Das Zementsteinpulver wurde bis zur Probenpräparation luftdicht im Exsikkator mit Kieselgel und Natriumhydroxid auf Träger gelagert, um eine Wasseraufnahme und Carbonatisierung zu vermeiden. Die

Messungen erfolgten an Presslingen des zu untersuchenden Pulvers. Die Ergebnisse der XRD-Messungen sind in Abbildung A 6.10 dargestellt. Als Messparameter wurde ein Winkelbereich von $3\text{--}70^\circ 2\theta$ mit einer Schrittweite von $0,02^\circ 2\theta$ und einer Messzeit von 1 s pro Schritt gewählt. Die Anregespannung betrug 40 kV, 30 mA. Die Auswertung erfolgte mit der Software HighScore der Firma *Panalytical X'Pert*, welche über eine Datenbank des *International Centre for Diffraction Data* (ICDD) verfügt.

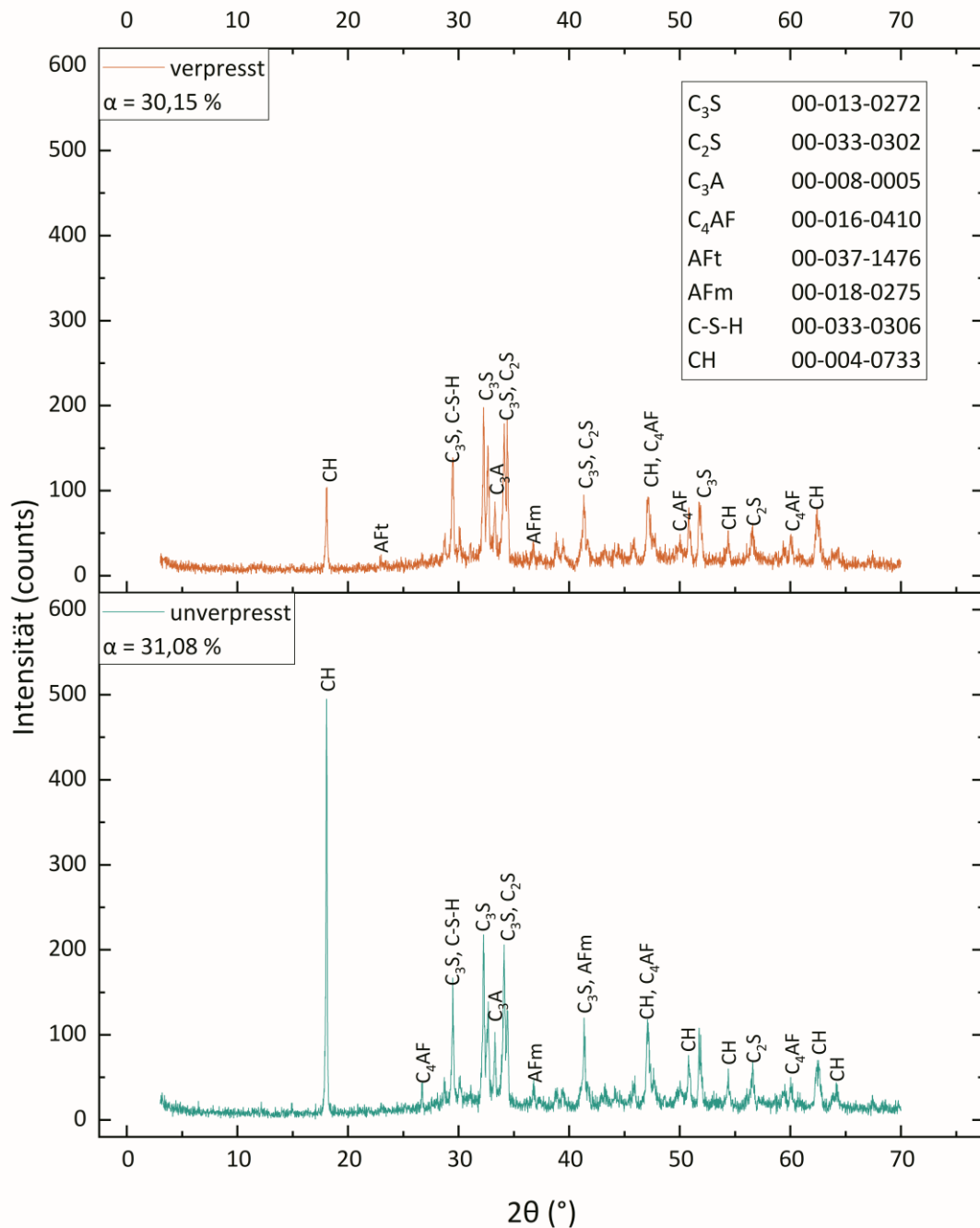


Abbildung A 6.10: XRD-Messungen an verpresstem und unverpresstem Zementstein aus CEM I 42,5 R mit einer w/z_{mit} von 0,5; die Auswertung der untersuchten Phasen erfolgte mit den aufgeführten *powder diffraction file* (PDF) Nr. der ICDD-Datenbank

Ergänzend wurde der Hydratationsgrad der Proben nach Abschnitt 6.2.1 bestimmt. Im Probenalter von 24 h haben die unverpresste und die verpresste Zementsteinprobe einen vergleichbaren Hydratationsgrad. Es sind daher im Diffraktogramm noch alle Hauptklinkerphasen nachweisbar. Die unverpresste Probe weist bei den zugehörigen Peaks des Calciumhydroxids (CH) deutlich stärkere Intensität auf. Dies ist auf den höheren Umsatz von Calciumsilicaten infolge des zur Verfügung stehenden Wassers zurückzuführen. Während in der unverpressten Probe keine AFt-Phasen identifizierbar sind, können im verpressten Zementstein Peaks festgestellt werden, welche auf AFt- und AFm-Phasen schließen lassen. Da aufgrund des Verpressvorganges eine große Menge des gelösten Sulfatträgers aus der frischen Suspension abgefiltert wird, ist das Sulfatangebot im erhärteten, verpressten Zementstein reduziert. Mit abnehmendem Sulfatangebot werden in CO_2 -freien Systemen ausschließlich Monosulfatphasen gebildet. Da im gewählten Versuchsaufbau die Anwesenheit von Kohlendioxid und entsprechend die Bildung von Monocarbonaten nicht auszuschließen ist, können neben AFm- auch AFt-Phasen im erhärteten verpressten Zementstein vorhanden sein. Eine deutliche Veränderung der Phasenzusammensetzung ist mit Ausnahme des Calciumhydroxids anhand XRD-Messungen nicht festzustellen.

Anhang 7 Einfluss der Umgebungstemperatur im Baugrund

A7.1 Temperaturverlauf 10 °C-Lagerung im Untersuchungszeitraum

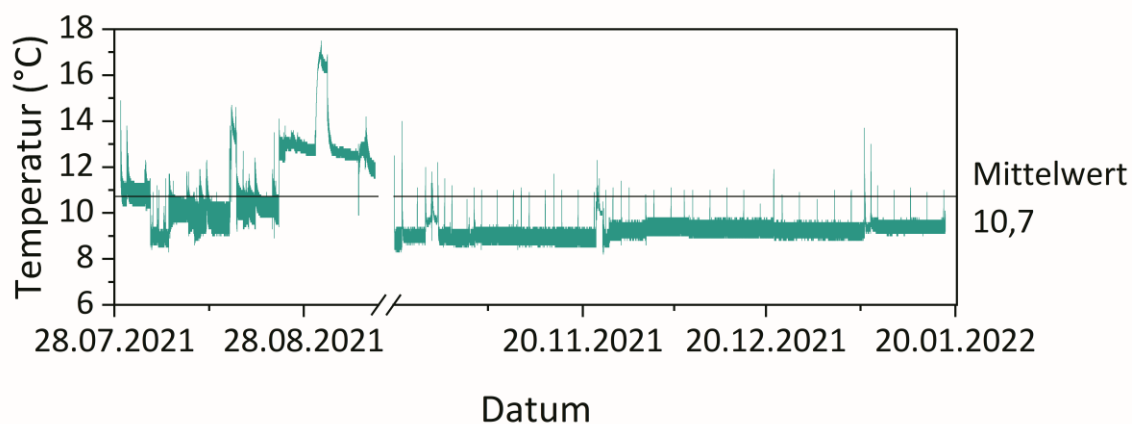


Abbildung A 7.1: Temperaturverlauf der 10 °C-Lagerung im Untersuchungszeitraum

A7.2 Wasseraufnahme der Verpressproben je Ebene

Tabelle A 7.1: Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck Φ_{WA} der Verpressproben aus CEM I nach 7, 14, 28 und 56 Tagen bei Umgebungstemperaturen von 10 und 20 °C je Ebene des Verpresskörpers

Ebene	Temperatur in (°C)	CEM I			
		Hydratationsdauer in (d)			
		7	14	28	56
1	10	21,23 ± 0,25	21,04 ± 0,03	20,52 ± 0,32	20,35 ± 0,35
	20	18,86 ± 0,50	19,33 ± 0,33	18,69 ± 0,17	18,37 ± 0,32
2	10	21,52 ± 0,17	21,21 ± 0,26	20,39 ± 0,49	20,17 ± 0,37
	20	19,51 ± 0,37	19,89 ± 0,46	19,08 ± 0,32	18,92 ± 0,19
3	10	21,92 ± 0,01	21,38 ± 0,37	20,64 ± 0,58	20,48 ± 0,44
	20	19,56 ± 0,46	19,84 ± 0,22	19,13 ± 0,29	18,90 ± 0,21
4	10	22,07 ± 0,18	22,07 ± 0,98	21,32 ± 0,13	20,50 ± 0,22
	20	19,87 ± 0,71	20,22 ± 0,19	19,37 ± 0,11	19,35 ± 0,36

Tabelle A 7.2: Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck Φ_{WA} der Verpressproben aus CEM III/B nach 7, 14, 28 und 56 Tagen bei Umgebungstemperaturen von 10 und 20 °C je Ebene des Verpresskörpers

Ebene	Temperatur in (°C)	CEM III/B			
		Hydratationsdauer in (d)			
		7	14	28	56
1	10	25,25 ± 0,31	25,47 ± 0,39	25,17 ± 0,53	25,10 ± 0,31
	20	24,44 ± 0,25	24,17 ± 0,1	23,94 ± 0,79	23,55 ± 0,61
2	10	24,44 ± 0,56	25,57 ± 0,62	25,21 ± 0,68	25,45 ± 0,55
	20	24,50 ± 0,38	23,74 ± 0,15	23,25 ± 0,22	23,76 ± 0,76
3	10	25,62 ± 0,78	25,64 ± 0,79	24,98 ± 0,58	25,04 ± 0,84
	20	24,52 ± 0,27	24,10 ± 0,41	23,84 ± 0,12	23,31 ± 0,09
4	10	25,59 ± 1,14	25,57 ± 1,16	25,00 ± 0,54	25,20 ± 0,95
	20	24,82 ± 0,60	24,49 ± 0,44	23,83 ± 0,64	23,54 ± 0,72

Anhang 8 Materialdaten und Auswertung

A8.1 Chemische und mineralogische Zusammensetzung

Die chemische Zusammensetzung der Zemente wurde mit der RFA quantitativ mittels Fundamentalparametermethode unter Verwendung des Standards SRM 1881a (National Institute of Standards & Technology 2016) ermittelt. Beim verwendeten Zementstandard handelt es sich um einen Portlandzement mit Beimischung von Hüttensand und Flugasche, welcher eine ähnliche chemische Zusammensetzung wie die untersuchten Zemente aufweist. Der Zementstandard sowie die Zementpulver wurden als Pressling untersucht, um Messungenauigkeiten durch Oberflächenbeschaffenheit oder Rauschen des Untergrundes auf ein Minimum zu verringern. Die Messung erfolgte auf der Oberseite ortsaufgelöst mit einem Messfeld von etwa $3 \cdot 3 \text{ mm}^2$ bei einer Anregungsspannung von 50 kV unter Verwendung der 1,2-mm-Kapillare. Die Ergebnisse sind in Tabelle A 8.1 aufgeführt. Die mineralogische Zusammensetzung des Portlandzementklinkers wurde anhand der chemischen Zusammensetzung mithilfe des *Bogue*-Verfahrens (siehe 2.1.2) nach ASTM C150-22 ermittelt.

Für $\frac{Al_2O_3}{Fe_2O_3} > 0,64$

$$C_3S = 4,071 \cdot CaO - 7,600 \cdot SiO_2 - 6,718 \cdot Al_2O_3 - 1,430 \cdot Fe_2O_3 - 2,852 \cdot SO_3 \quad (A8-1)$$

$$C_2S = 2,867 \cdot SiO_2 - 0,754 \cdot C_3S \quad (A8-2)$$

$$C_3A = 2,650 \cdot Al_2O_3 - 1,692 \cdot Fe_2O_3 \quad (A8-3)$$

$$C_4AF = 3,043 \cdot Fe_2O_3 \quad (A8-4)$$

Für $\frac{Al_2O_3}{Fe_2O_3} < 0,64$

$$C_3S = 4,071 \cdot CaO - 7,600 \cdot SiO_2 - 4,479 \cdot Al_2O_3 - 2,859 \cdot Fe_2O_3 - 2,852 \cdot SO_3 \quad (A8-5)$$

$$C_2S = 2,867 \cdot SiO_2 - 0,754 \cdot C_3S \quad (A8-6)$$

$$C_3A = 0 \quad (A8-7)$$

$$C_4AF + C_2F = 2,100 \cdot Al_2O_3 - 1,702 \cdot Fe_2O_3 \quad (A8-8)$$

Die maximal chemische Wasserbindekapazität wurde nach Gleichung (A4-1) in Abschnitt A4.1 des Anhangs berechnet. Bzgl. der Berechnung der maximalen Wasserbindekapazität sei auf die Ausführungen in Abschnitt 6.2.1.3 hingewiesen.

Tabelle A 8.1: Chemische und mineralogische Zusammensetzung sowie maximale chemische Wasserbindung bei vollständiger Hydratation der Zemente

Zement	CEM I 42,5 R	CEM III/A 52,5 L-SR/HO	CEM III/B 42,5 N-LH/SR
Chemische Zusammensetzung in (M.-%)			
<i>CaO</i>	63,68	51,21	46,68
<i>SiO₂</i>	19,78	26,06	29,11
<i>Al₂O₃</i>	5,68	8,47	10,03
<i>Fe₂O₃</i>	2,52	1,92	1,07
<i>MgO</i>	1,74	4,85	6,02
<i>SO₃</i>	3,02	3,96	3,63
<i>K₂O</i>	0,80	0,80	0,62
<i>Na₂O</i>	0,26	0,01	0,25
<i>TiO₂</i>	0,27	0,45	0,75
<i>Cr₂O₃</i>	0,04	0,04	0,03
<i>Mn₂O₃</i>	0,05	0,11	0,30
<i>ZnO</i>	0,05	0,02	0,01
Glühverlust (<i>CO₂</i>)	2,10 ¹⁾	2,09 ¹⁾	1,50 ¹⁾
Mineralogische Zusammensetzung in (M.-%)			
<i>C₃S</i>	58,80	-	-
<i>C₂S</i>	12,34	-	-
<i>C₃A</i>	10,79	-	-
<i>C₄AF</i>	7,67	-	-
<i>C₂F</i>	-	-	-
Hüttensandgehalt	-	55,0 ¹⁾	69,2 ¹⁾
Chemische Wasserbindung bei vollständiger Hydratation in (g/g Zement)			
<i>w_{chem,max}</i>	0,298	0,134	0,092

¹⁾ laut Herstellerangaben

A8.2 Porenradienverteilung der untersuchten Zementsteine

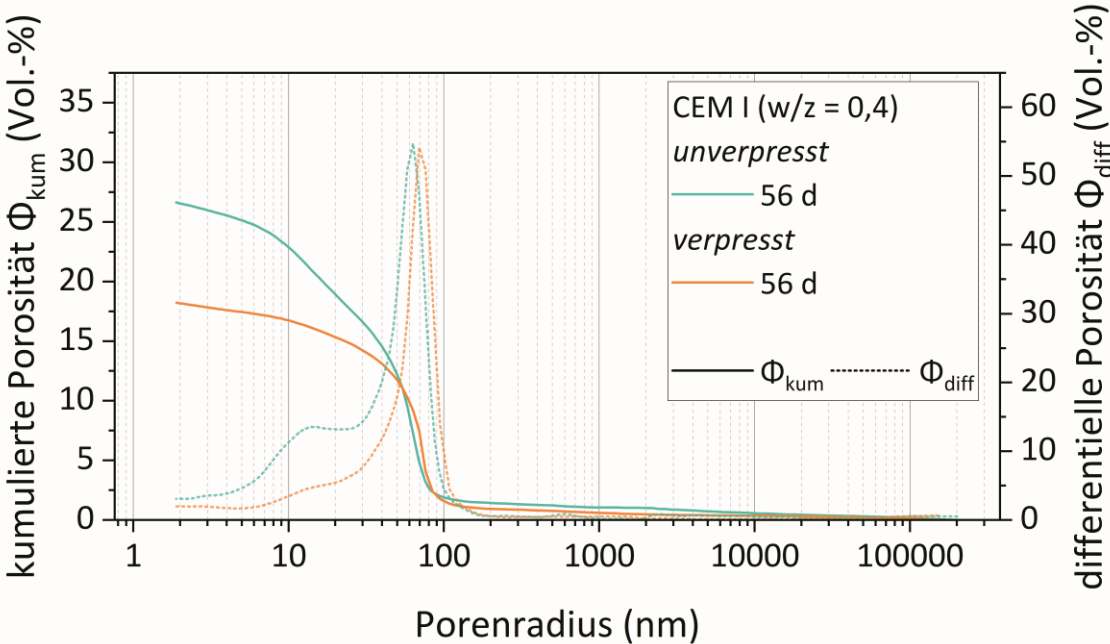


Abbildung A 8.1: MIP-Porenradienverteilung von verpresstem und unverpresstem CEM I-Zementstein mit (initialem) w/z-Wert von 0,4 im Probenalter von 56 d

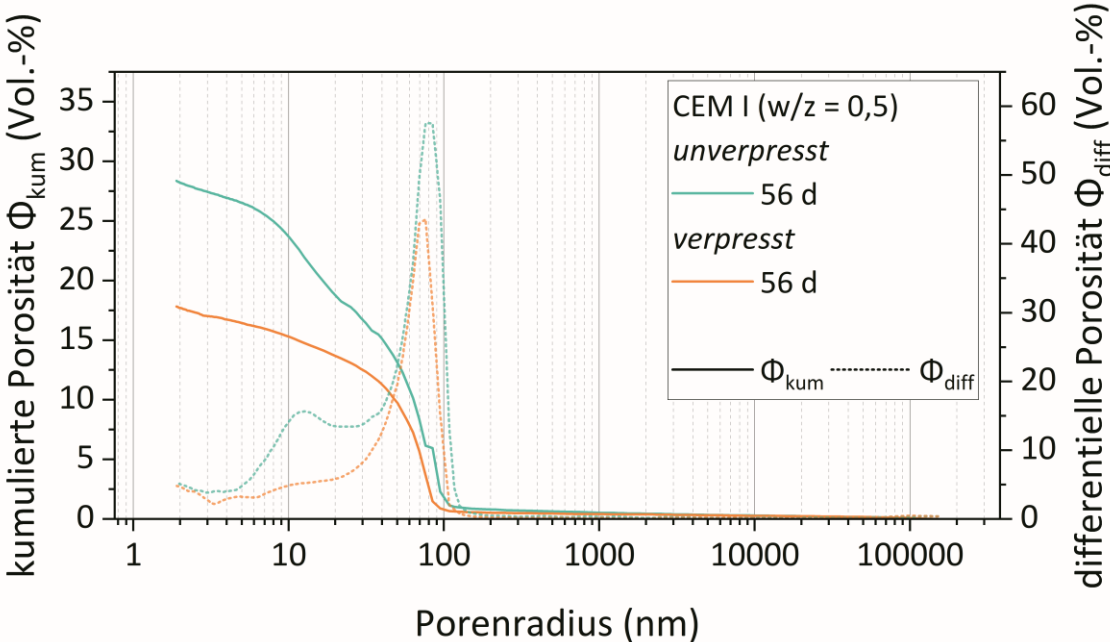


Abbildung A 8.2: MIP-Porenradienverteilung von verpresstem und unverpresstem CEM I-Zementstein mit (initialem) w/z-Wert von 0,5 im Probenalter von 56 d

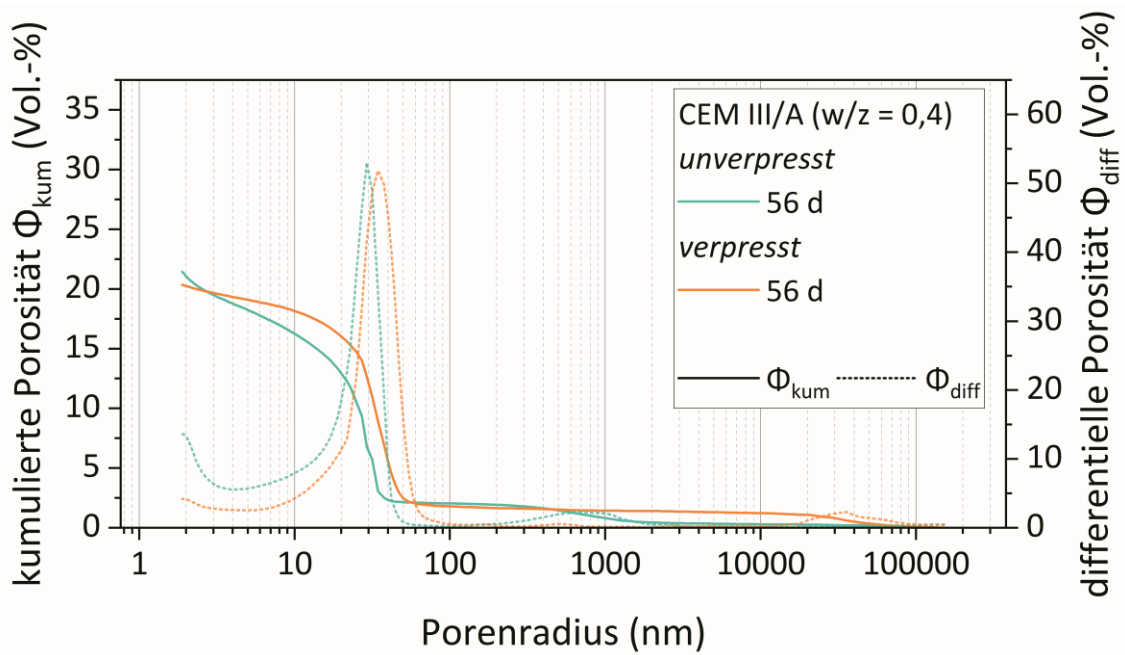


Abbildung A 8.3: MIP-Porenradialverteilung von verpresstem und unverpresstem CEM III/A-Zementstein mit (initialem) w/z-Wert von 0,4 im Probenalter von 56 d

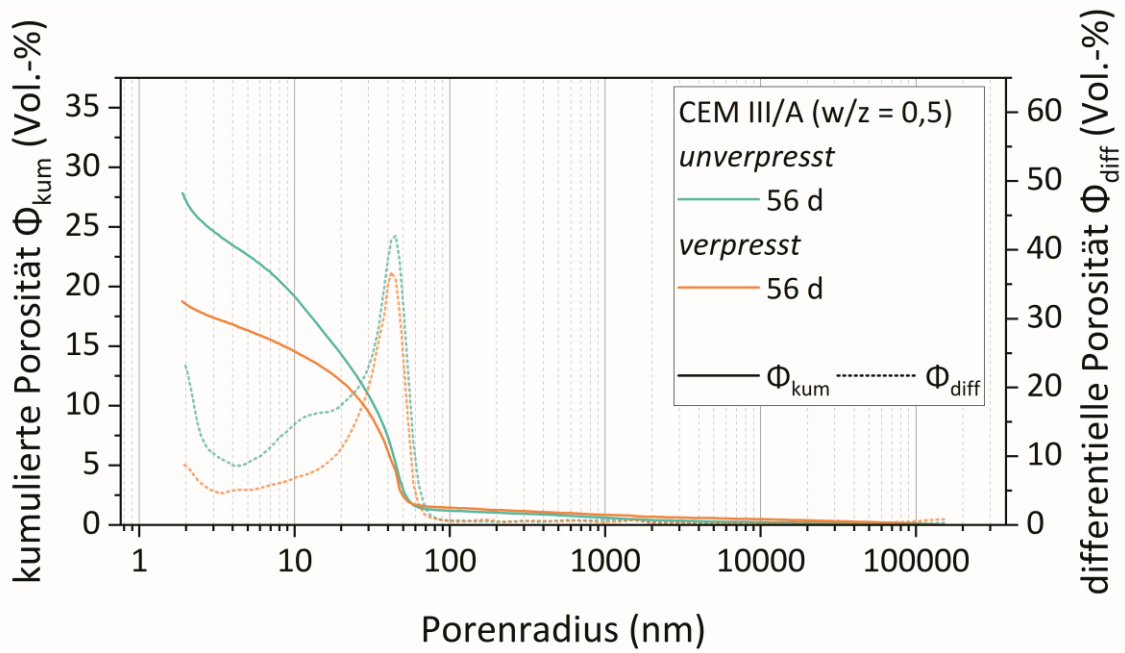


Abbildung A 8.4: MIP-Porenradialverteilung von verpresstem und unverpresstem CEM III/A-Zementstein mit (initialem) w/z-Wert von 0,5 im Probenalter von 56 d

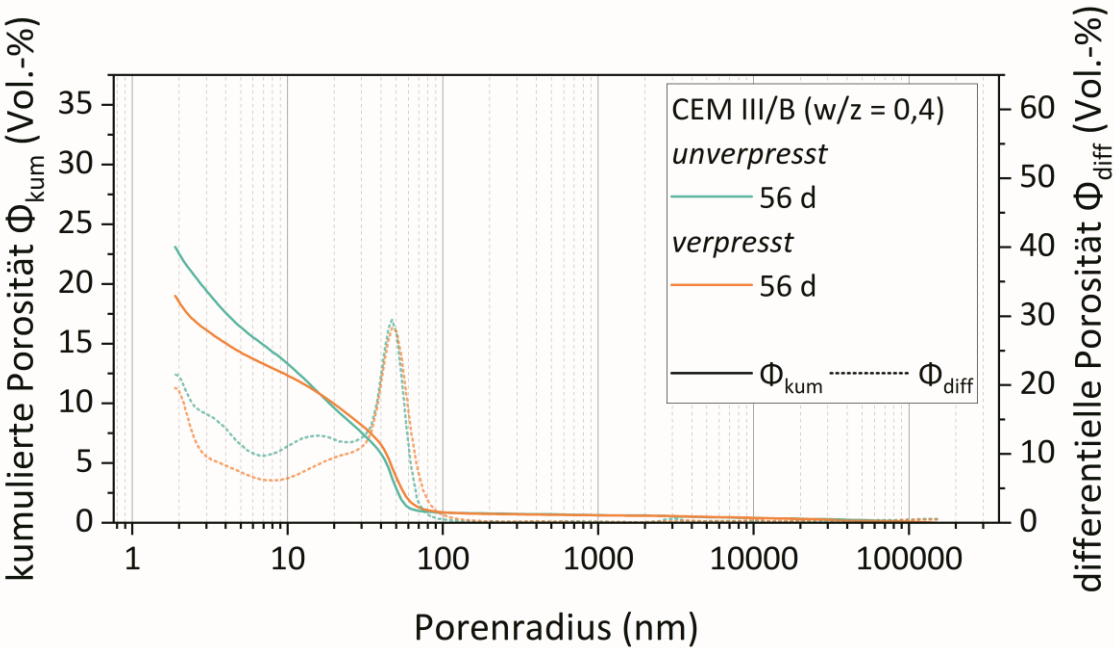


Abbildung A 8.5: MIP-Porenradienverteilung von verpresstem und unverpresstem CEM III/B-Zementstein mit (initialem) w/z-Wert von 0,5 im Probenalter von 56 d

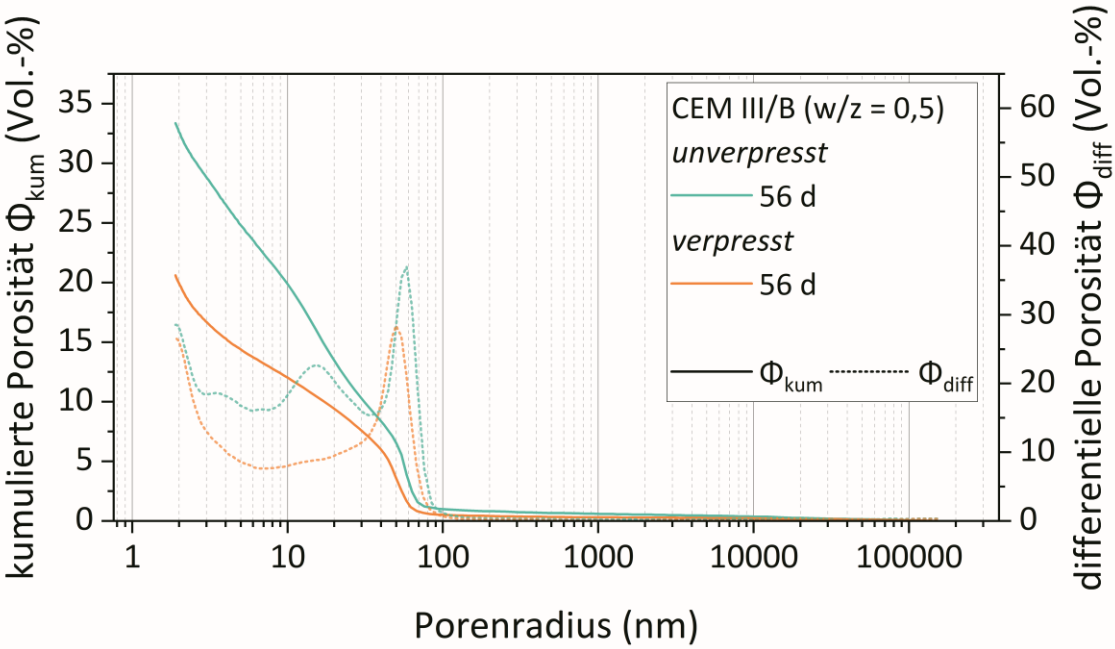


Abbildung A 8.6: MIP-Porenradienverteilung von verpresstem und unverpresstem CEM III/B-Zementstein mit (initialem) w/z-Wert von 0,5 im Probenalter von 56 d

A8.3 Charakterisierung der untersuchten Zementsteine

Tabelle A 8-2: Biegezug- und Druckfestigkeiten an prismatischen Probekörpern aus Zementstein im Prüfalalter von 28 und 56 Tagen in Anlehnung an DIN EN 196-1:2016-11

Probe	w/z in (-)	Prüfalalter in (d)	Biegezugfestigkeit in (N/mm ²)	s in (N/mm ²)	Druckfestigkeit in (N/mm ²)	s in (N/mm ²)
CEM I	0,4	28	8,00	0,26	56,90	6,13
		56	7,65	1,11	62,89	1,76
	0,5	28	6,99	0,75	48,20	4,47
		56	2,47	0,72	54,82	1,40
CEM III/A	0,4	28	7,06	0,31	63,67	7,60
		56	7,32	0,40	77,34	4,62
	0,5	28	5,96	0,20	42,96	3,58
		56	5,72	0,72	54,64	5,96
CEM III/B	0,4	28	10,57	0,77	69,06	6,39
		56	8,12	0,72	80,97	4,97
	0,5	28	9,08	0,89	59,49	1,65
		56	6,89	0,18	58,38	4,22

Tabelle A 8.3: Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck der untersuchten Zementsteinrezepturen nach 28 und 56 Tagen

Probe	w/z _{init} in (-)	w/z _{verpresst} in (-)	Prüfalter in (d)	ϕ_{WA} in (Vol.-%)	s in (Vol.-%)
CEM I	0,4	0,30	28	30,69	0,28
			56	31,18	0,30
		-	28	37,35	0,15
			56	36,95	0,16
	0,5	0,33	28	32,87	0,26
			56	32,45	0,28
		-	28	42,33	0,38
			56	42,22	0,19
CEM III/A	0,4	0,35	28	34,43	0,05
			56	32,48	0,72
		-	28	37,18	0,35
			56	36,66	0,18
	0,5	0,40	28	37,34	0,17
			56	36,23	0,05
		-	28	47,28	0,16
			56	45,90	0,04
CEM III/B	0,4	0,29	28	34,03	0,34
			56	33,37	0,27
		-	28	41,13	0,55
			56	40,81	0,34
	0,5	0,35	28	38,51	0,79
			56	38,13	0,61
		-	28	47,25	0,14
			56	47,25	0,23

A8.4 Randbedingungen der Exposition in kalkaggressiver Kohlensäure

Tabelle A 8.4: Übersicht über die Expositionsbedingungen der Zementsteinprobekörper (unverpresst und verpresst) in freier Lösung: Gehalt an kalkaggressiver Kohlensäure, Durchflussgeschwindigkeit und mittlere Temperatur; Rohdaten bereitgestellt durch Fabian Heidenreich (BAW)

Zementart	w/z _{init} in (-)	Herstellweise	Einwirkungsdauer		
			3 Monate	6 Monate	12 Monate
			Gehalt an kalkaggressiver Kohlensäure in (mg/L) Durchflussgeschwindigkeit in (L/h) Wassertemperatur in (°C)		
CEM I	0,4	unverpresst	86 ± 17 14,3 12,3 ± 1,9	88 ± 16 8,8 12,9 ± 1,7	89 ± 14 5,5 14,5 ± 3,2
	0,5		verpresst	93 ± 13 2,4 16,0 ± 1,1	91 ± 12 2,3 16,1 ± 3,6
	0,4	unverpresst		86 ± 17 14,3 12,3 ± 1,9	88 ± 16 8,8 12,9 ± 1,7
	0,5		verpresst	86 ± 17 14,3 12,3 ± 1,9	88 ± 16 8,8 12,9 ± 1,7
CEM III/A	0,4	unverpresst		86 ± 17 14,3 12,3 ± 1,9	88 ± 16 8,8 12,9 ± 1,7
	0,5		verpresst	86 ± 17 14,3 12,3 ± 1,9	88 ± 16 8,8 12,9 ± 1,7
	0,4	unverpresst		86 ± 17 14,3 12,3 ± 1,9	88 ± 16 8,8 12,9 ± 1,7
	0,5		verpresst	86 ± 17 14,3 12,3 ± 1,9	88 ± 16 8,8 12,9 ± 1,7
CEM III/B	0,4	unverpresst		86 ± 17 14,3 12,3 ± 1,9	88 ± 16 8,8 12,9 ± 1,7
	0,5		verpresst	86 ± 17 14,3 12,3 ± 1,9	– ²⁾ – ²⁾
	0,4	unverpresst		86 ± 17 14,3 12,3 ± 1,9	88 ± 16 8,8 12,9 ± 1,7
	0,5		verpresst	86 ± 17 14,3 12,3 ± 1,9	88 ± 16 8,8 12,9 ± 1,7

¹⁾ verspäteter Einlagerungsbeginn, keine Auswertung aufgrund abweichender Expositionsrandbedingungen (calcitabscheidender Charakter des Prozesswassers)

²⁾ keine Probenherstellung aufgrund eines Defektes der Filterpresse

Tabelle A 8.5: Übersicht über die Expositionsbedingungen der Verpresskörper und im Boden eingelagerten Zementsteinproben: Gehalt an kalkaggressiver Kohlensäure, Durchflussgeschwindigkeit und mittlere Temperatur Daten bereitgestellt durch Fabian Heidenreich (BAW)

Bezeichnung	Einwirkungsdauer	Gehalt an kalkaggressiver Kohlensäure in (mg/L)	Durchflussgeschwindigkeit in (L/h)	Wassertemperatur in (°C)
VK3a	3 Monate	86 ± 13	33,4 ± 4,7	9,4 ± 1,5
VK3b		83 ± 16	34,2 ± 4,7	10,0 ± 1,5
VK3c		86 ± 17	34,1 ± 2,7	9,6 ± 1,1
VK6a	6 Monate	86 ± 14	32,9 ± 3,8	10,1 ± 1,2
VK6b		86 ± 14	33,8 ± 3,4	9,7 ± 1,1
VK12a	12 Monate	87 ± 14	33,8 ± 2,9	10,3 ± 1,0
VK12b		88 ± 13	35,3 ± 7,2	10,2 ± 0,9

¹⁾ Einlagerung von Zementsteinproben im Boden des Versuchsbehälters

Tabelle A 8.6: Übersicht über durchgeführte Untersuchungen an Verpresskörpern nach 3, 6 und 12 Monaten Einwirkungsdauer kalkaggressiver Kohlensäure (● = durchgeführt; ○ = nicht durchgeführt)

Bezeichnung	Einwirkungsdauer	Untersuchungsmethode			
		3D-Scan	Neutralisierungstiefe	Lichtmikroskopie	RFA
VK3a	3 Monate	●	●	● (II/III)	●
VK3b		●	●	○	●
VK3c		●	●	● (I, II, III)	●
VK6a	6 Monate	●	●	● (II/III)	●
VK6b		●	●	○	●
VK12a	12 Monate	●	●	● (II/III, III)	●
VK12b ¹⁾		●	○	○	○

¹⁾ Aufgrund fehlerhafter Charge des Epoxidharzes nicht für weitere Untersuchungen präparierbar

A8.5 Probenpräparation

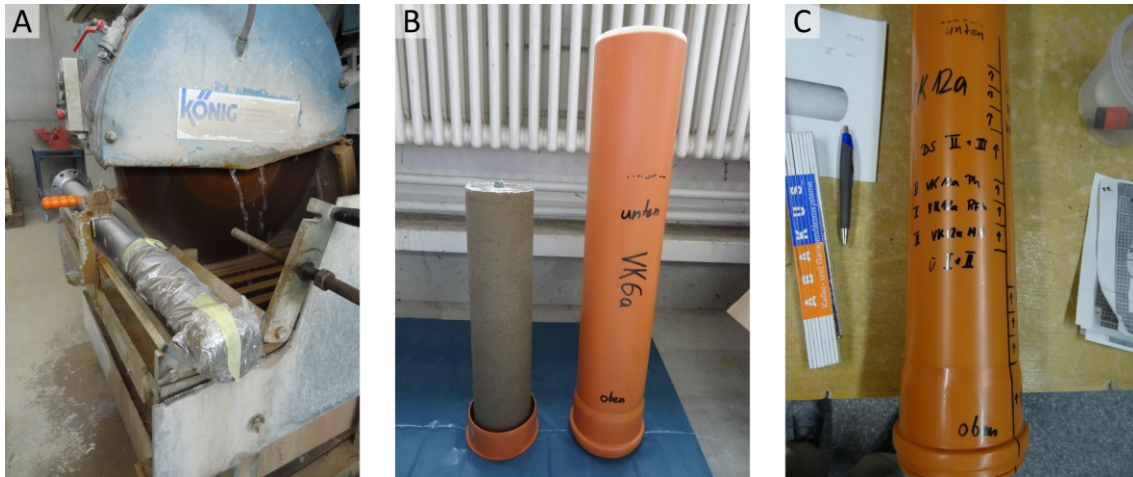


Abbildung A 8.7: Probenpräparation Verpresskörper: A) Abtrennen des Verpresskörpers vom Stahlrohr, B) Einstellen des Verpresskörpers in KG-Rohr für Verguss mit Epoxidharz, C) Sägeschnitte in Querrichtung für weitere Untersuchungen

A8.6 Übersicht optisches Erscheinungsbild Verpresskörper

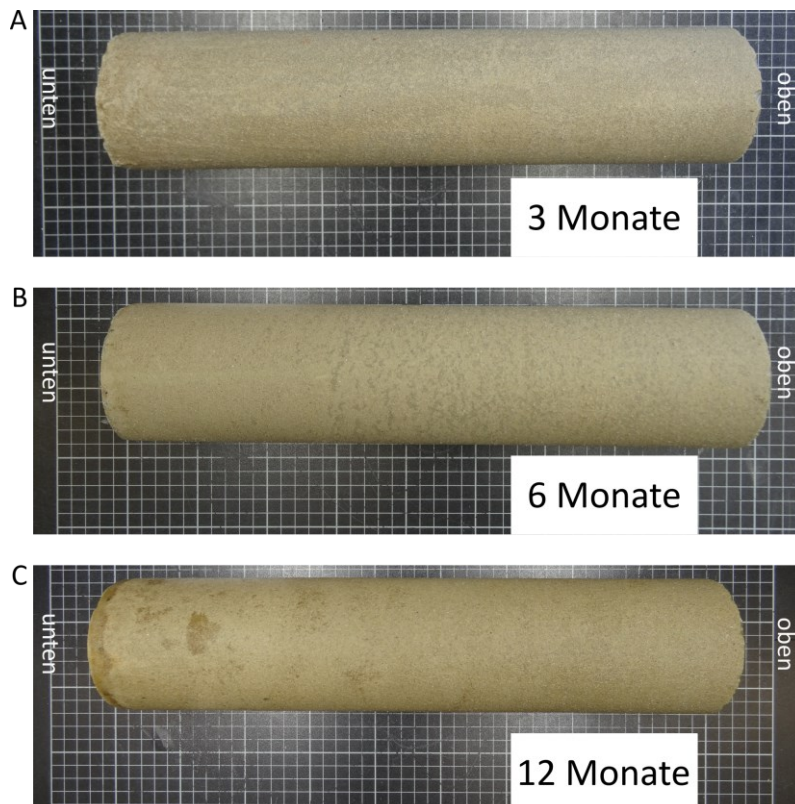


Abbildung A 8.8: Qualitative Übersicht des optischen Erscheinungsbildes von Verpresskörpern unter Einwirkung kalkaggressiver Kohlensäure (85–88 mg $CO_{2,aggressiv}/L$): A) 3 Monate, B) 6 Monate, C) 12 Monate

A8.7 Erfassung der Verpresskörpergeometrie mittels 3D-Scanner

Die nach den Ankerzugversuchen ausgebauten Verpressanker – bestehend aus Stahlrohr mit aufgeschweißtem Flansch und Verpresskörper – wurden mithilfe eines 3D-Photogrammetrie-Handscanners MHT der Firma *Artec* gescannt. Hierzu wurden der Stahlflansch mittig auf einem Drehteller positioniert und gleichmäßig 360° rotiert. Der Handscanner wurde stationär in 1 m Entfernung platziert. Die Auswertung erfolgte an der geräteeigenen Software *Artec Studio*. Hierzu wurde das gemessene 3D-Modell mithilfe von Postprocessing-Tools bearbeitet, um Ausreißer zu entfernen und aus den ermittelten Punkten ein Netz zu generieren. Nach Einstellen der Framepositionen (*fine registration*) und der Optimierung der Frames innerhalb des jeweiligen Scans (*global registration*) wurden Ausreißer aus den Scans entfernt (*outlier removal*) um für die spätere Modellgenerierung eine unerwünschte Fragmentbildung auszuschließen. Im Anschluss erfolgte die Zusammenführung der aufgenommenen und verarbeiteten Frames zu einem polygonalen 3D-Modell. Für die hinsichtlich Auflösung bestmöglichen Resultate wurde anhand mehrerer Testläufe das Tool *sharp fusion* gewählt. Über die Höhe des Verpresskörpers wurden im Abstand von 5 mm der Umfang des auf die vorige Weise generierten 3D-Modells ermittelt. Zur Validierung erfolgte unter Annahme eines kreisrunden Querschnittes die Messung des Durchmessers in den Bereichen oben (normierte Länge = 0,125), Mitte (normierte Länge = 0,5), und unten (normierte Länge = 0,875) mithilfe eines Messschiebers mit einem Noniuswert von 0,1 mm. Die Abweichung des Umfanges der manuell ermittelten Durchmesser vom mittels 3D-Scans gemessenen Umfang ist für die einzelnen Verpresskörper in Abbildung A 8.9 dargestellt. Die Abweichung betrug im Mittel -0,61 mm ($s = 0,41$ mm). Dies zeigt, dass die mittels 3D-Scan erfassten Umfänge überwiegend kleiner waren als jene, welche aus den mit einem Messschieber ermittelten Durchmessern berechnet wurden. Die mit dem Messschieber gemessenen, größeren Durchmesser können auf die Inkludierung anhaftender Sandkörner im Messabschnitt zurückzuführen sein, welche bei der Ermittlung des Durchmessers stärker ins Gewicht fallen als bei der Umfangermittlung mittels 3D-Scan. Die Abweichungen lassen nach einer Einwirkungsdauer von 12 Monaten eine deutliche Zunahme der Standardabweichung erkennen. Dies kann ggf. auf Eindringen des Messschiebers in die mechanisch entfestigten Bereiche des Verpresskörpers zurückzuführen sein.

Insgesamt zeigt die Validierung, dass die Erfassung der durch kalkaggressive Kohlensäure beaufschlagten Verpresskörper mittels des verwendeten 3D-Scanners für die Messung des Umfanges als geeignet einzuschätzen ist.

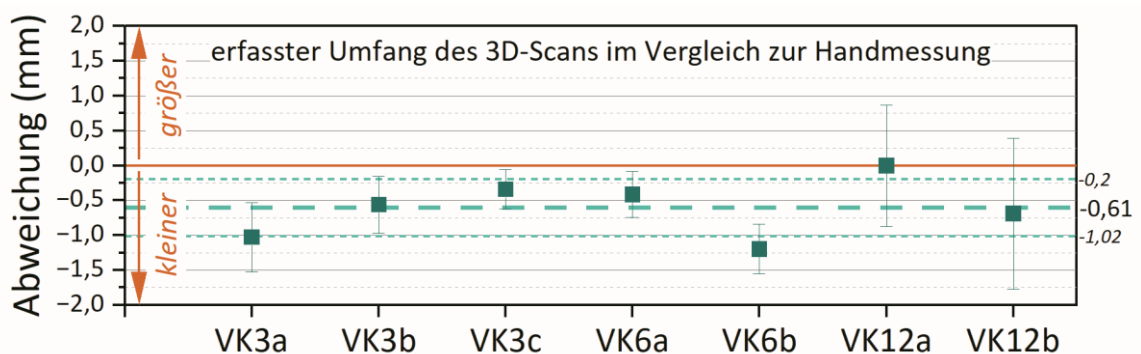


Abbildung A 8.9: Mittelwert der Abweichung des mittels 3D-Scan erfassten Umfanges im Vergleich zur Handmessung der jeweiligen Verpresskörper

Detail Neutralisierungstiefe Verpresskörper

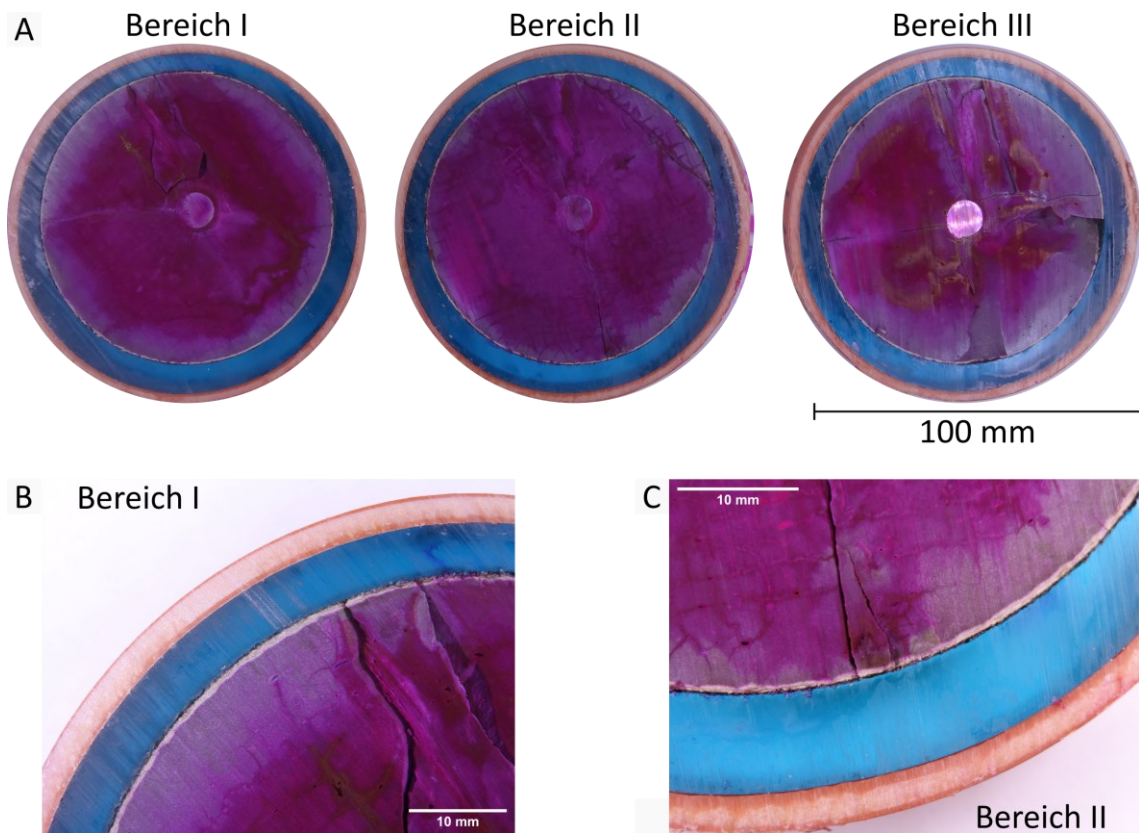


Abbildung A 8.10: Bestimmung der Neutralisierungstiefe des Verpresskörpers VK12a: A) gestaffelt nach Bereichen I, II und III, B) Detailaufnahme Bereich I, C) Detailaufnahme Bereich II

A8.9 Auswertung Dünnschliffe

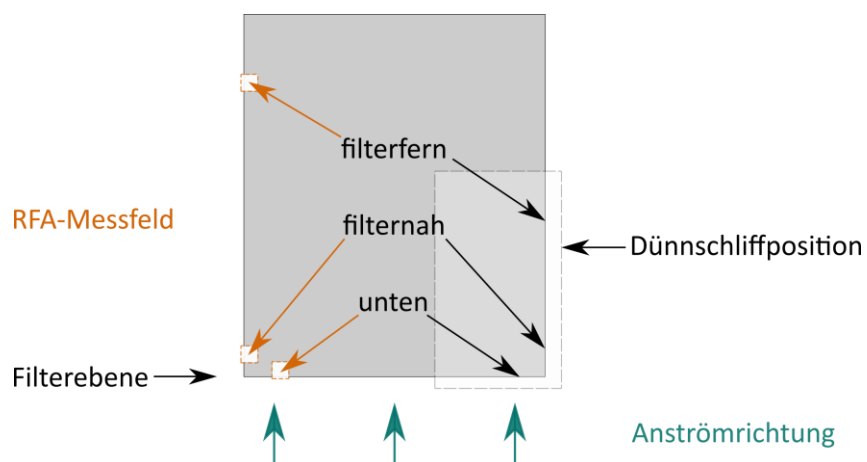
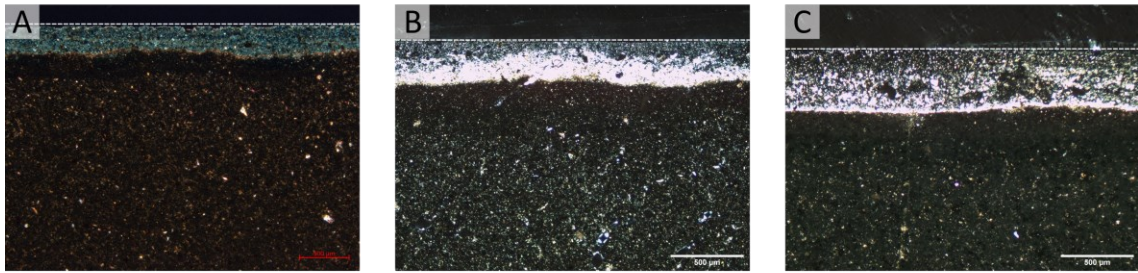
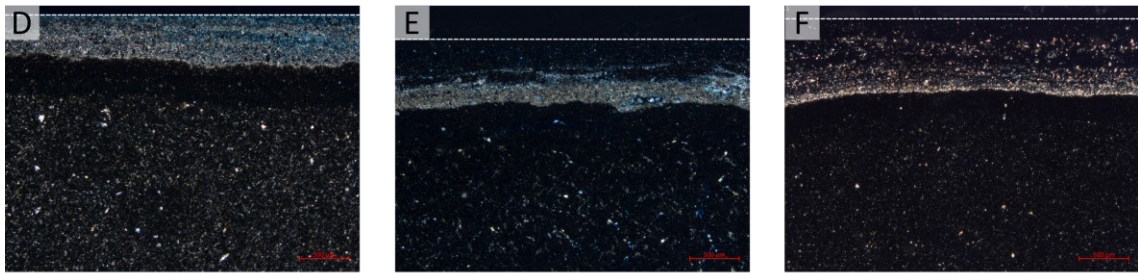


Abbildung A 8.11: Schematische Darstellung der Lage relativ zum Filtermedium für die Auswertung mittels Dünnschliffmikroskopie und RFA für verpresste Zementsteine unter Einwirkung kalkaggressiver Kohlendensäure

Einwirkungsdauer 3 Monate



Einwirkungsdauer 6 Monate



Einwirkungsdauer 12 Monate

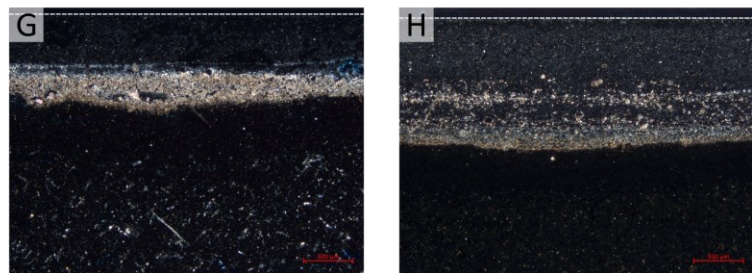


Abbildung A 8.12: Exemplarische Dünnschliffaufnahmen des filternahen Bereiches verpresster Zementsteine mit initialem w/z-Wert 0,5 nach 3, 6 und 12 Monaten Einwirkungsdauer: A) CEM I (xpt, Maßstab entspricht 500 µm), B) CEM III/A (xpt, Maßstab entspricht 500 µm), C) CEM III/B (xpt, Maßstab entspricht 500 µm), D) CEM I (xpt, Maßstab entspricht 500 µm), E) CEM III/A (xpt, Maßstab entspricht 500 µm), F) CEM III/B (xpt, Maßstab entspricht 500 µm), G) CEM III/A (xpt, Maßstab entspricht 500 µm), H) CEM III/B (xpt, Maßstab entspricht 500 µm)

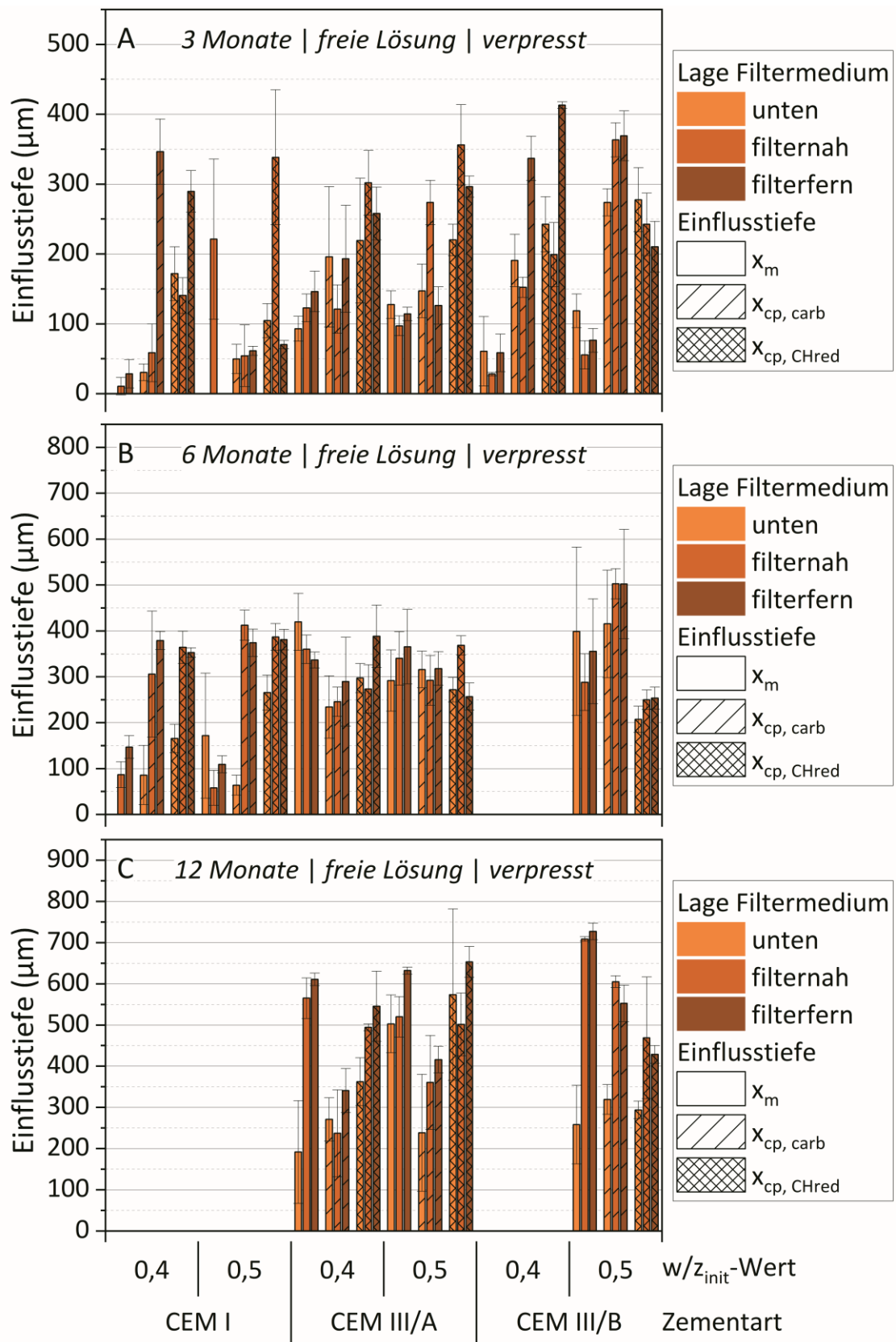
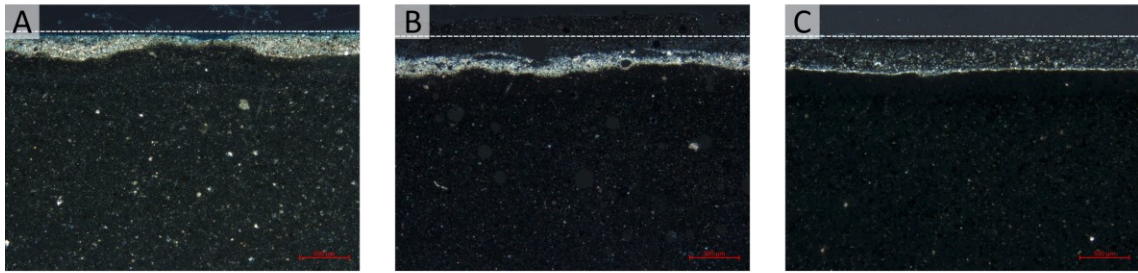
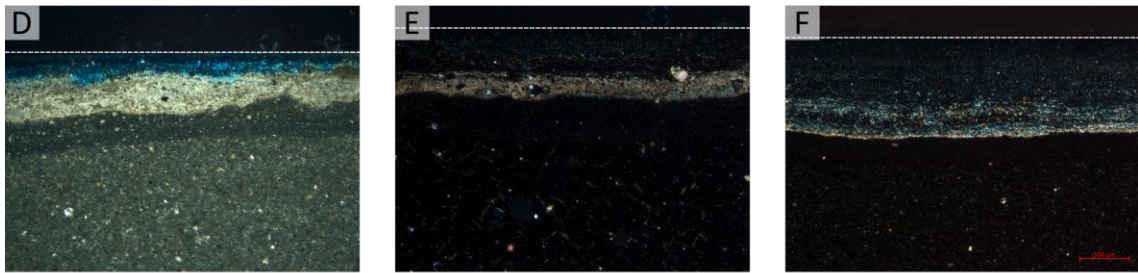


Abbildung A 8.13: Einflusstiefen verpresster Zementsteine nach relativer Lage zum Filtermedium: A) 3 Monate Einwirkungsdauer, B) 6 Monate Einwirkungsdauer, C) 12 Monate Einwirkungsdauer

Einwirkungsdauer 3 Monate



Einwirkungsdauer 6 Monate



Einwirkungsdauer 12 Monate

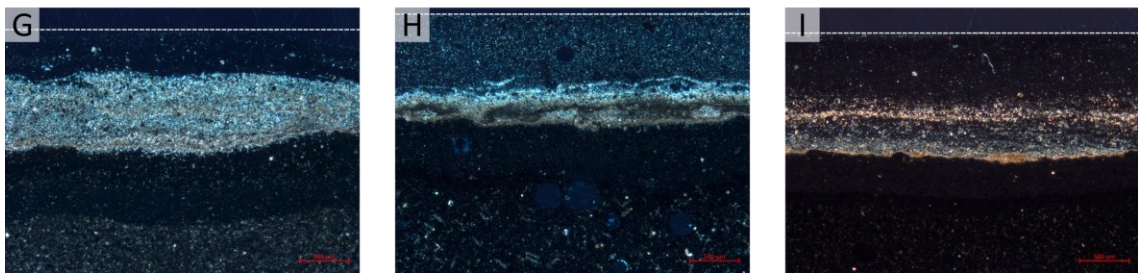
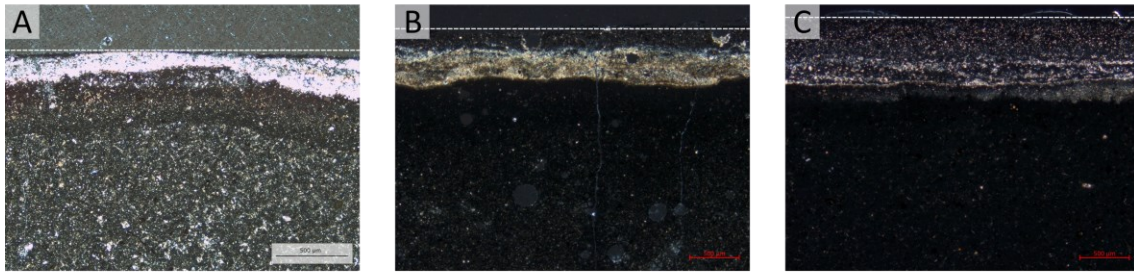
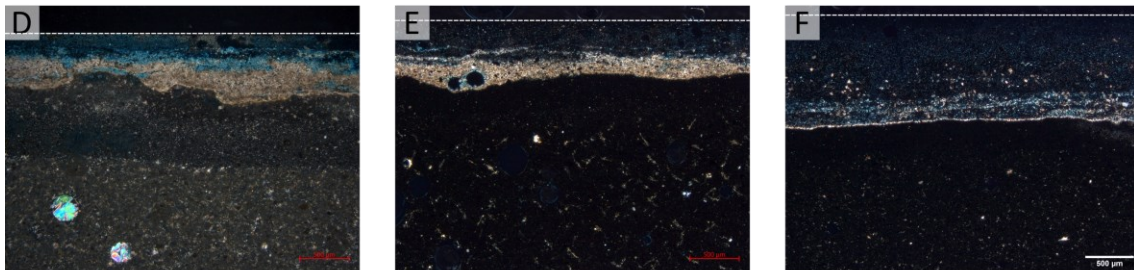


Abbildung A 8.14: Exemplarische Dünnschliffaufnahmen unverpresster Zementsteine mit w/z-Wert 0,4 nach 3, 6 und 12 Monaten Einwirkungsdauer: A) CEM I (xpt, Maßstab entspricht 500 μm), B) CEM III/A (xpt, Maßstab entspricht 500 μm), C) CEM III/B (xpt, Maßstab entspricht 500 μm), D) CEM I (xpt, Maßstab entspricht 500 μm), E) CEM III/A (xpt, Maßstab entspricht 500 μm), F) CEM III/B (xpt, Maßstab entspricht 500 μm), G) CEM I (xpt, Maßstab entspricht 500 μm), H) CEM III/A (xpt, Maßstab entspricht 500 μm), I) CEM III/B (xpt, Maßstab entspricht 500 μm)

Einwirkungsdauer 3 Monate



Einwirkungsdauer 6 Monate



Einwirkungsdauer 12 Monate

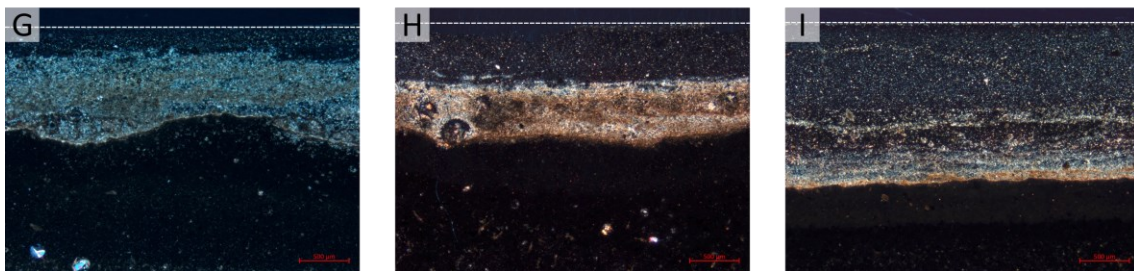


Abbildung A 8.15: Exemplarische Dünnschliffaufnahmen unverpresster Zementsteine mit w/z-Wert 0,5 nach 3, 6 und 12 Monaten Einwirkungsdauer: A) CEM I (xpt, Maßstab entspricht 500 µm), B) CEM III/A (xpt, Maßstab entspricht 500 µm), C) CEM III/B (xpt, Maßstab entspricht 500 µm), D) CEM I (xpt, Maßstab entspricht 500 µm), E) CEM III/A (xpt, Maßstab entspricht 500 µm), F) CEM III/B (xpt, Maßstab entspricht 500 µm), G) CEM I (xpt, Maßstab entspricht 500 µm), H) CEM III/A (xpt, Maßstab entspricht 500 µm), I) CEM III/B (xpt, Maßstab entspricht 500 µm)

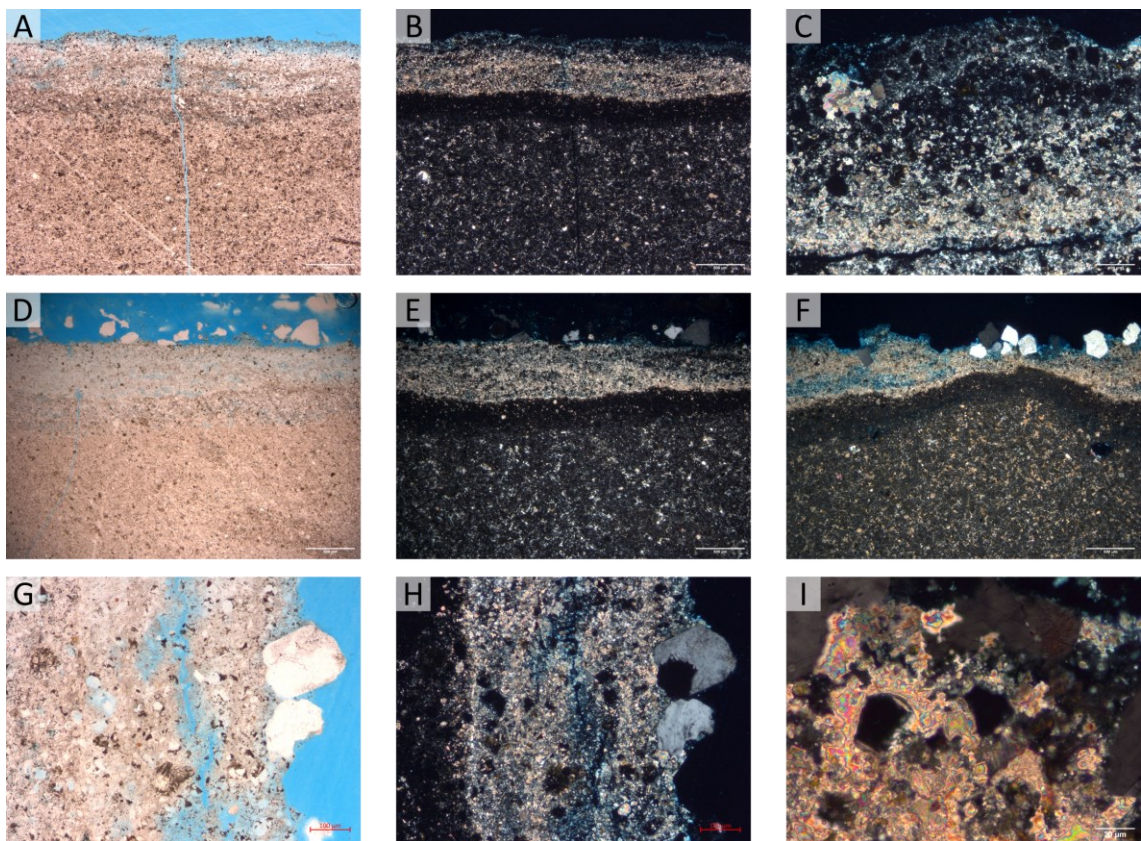


Abbildung A 8.16: Dünnschliffaufnahmen des Verpresskörpers VK12a: A) Randbereich ohne anhaftende Sandkörner (Bereich III, Längsrichtung, ppt, Maßstab entspricht 500 μm), B) wie A) (Bereich III, Längsrichtung, xpt, Maßstab entspricht 500 μm), C) Detailaufnahme des Randbereiches mit Calcitcluster, unhydratisierten Klinkerrelikten und zunehmender Porosität (Bereich III, Querrichtung, xft, Maßstab entspricht 100 μm), D) Randbereich mit anhaftenden und teilweise gelösten Sandkörnern (Bereich III, Querrichtung, ppt, Maßstab entspricht 500 μm), E) wie D) (Bereich III, Querrichtung, xpt, Maßstab entspricht 500 μm), F) Randbereich mit anhaftenden Sandkörnern und teils zunehmender Porosität in der carbonatisierten Schicht (Übergang Bereich II/III, xft, Maßstab entspricht 500 μm), G) Detailaufnahme erhöhte Porosität in carbonatisierter Schicht (Übergang Bereich II/III, Längsrichtung, ppt, Maßstab entspricht 100 μm), H) wie G) (Übergang Bereich II/III, Längsrichtung, xpt, Maßstab entspricht 100 μm), I) Detail des carbonatisierten Randbereiches mit eingebetteten C_4AF -Relikten und anhaftenden Sandkörnern (Übergang Bereich II/III, Längsrichtung, xft, Maßstab entspricht 20 μm)

A8.10 Mikrohärteprüfung: Kraft-Eindringtiefe-Datensätze

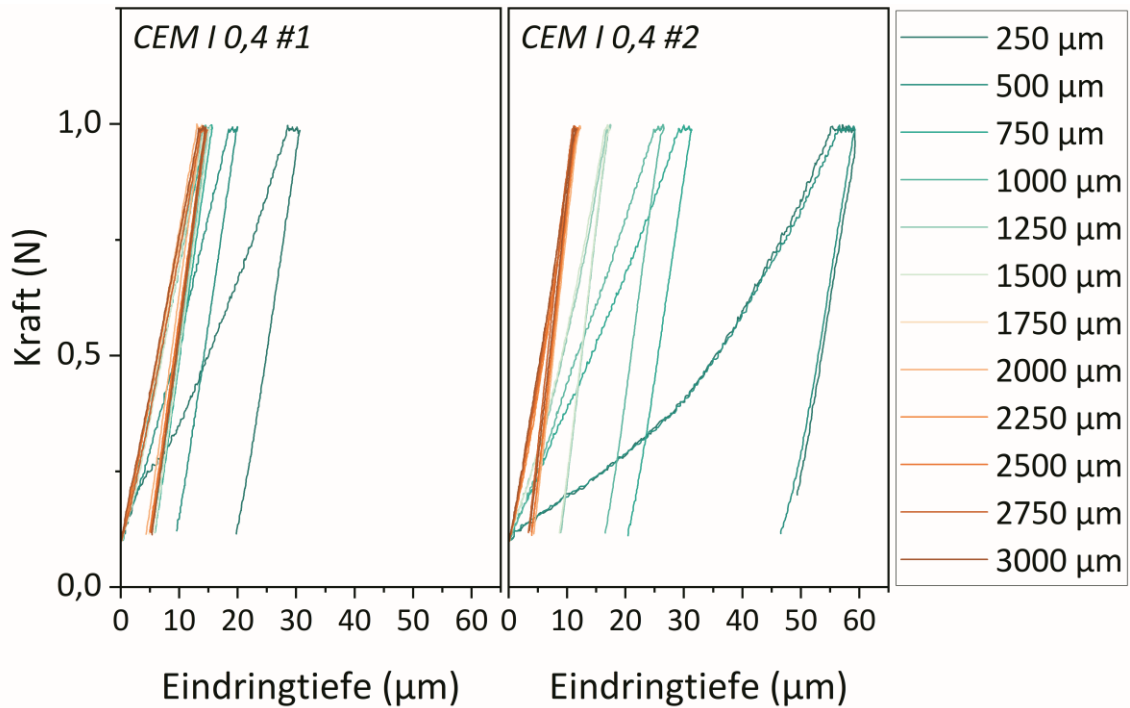


Abbildung A 8.17: Kraft-Eindringtiefe Datensätze der Probe CEM I 0,4 nach 12 Monaten Exposition in kalkaggressiver Kohlensäure

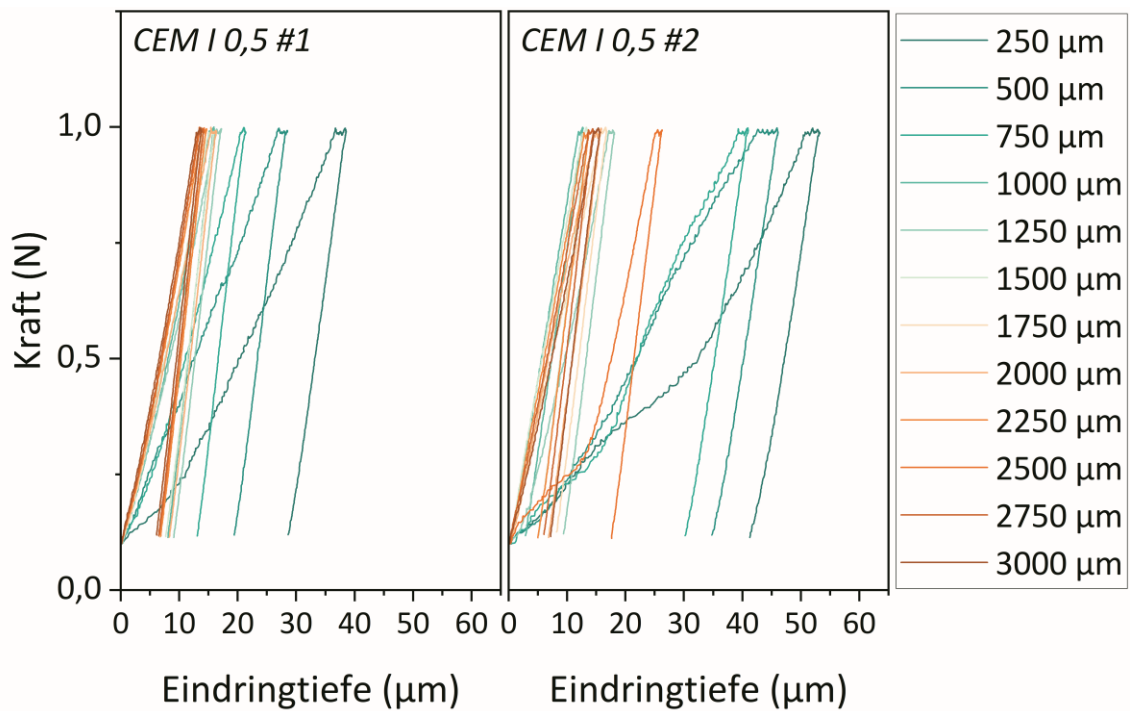


Abbildung A 8.18: Kraft-Eindringtiefe Datensätze der Probe CEM I 0,5 nach 12 Monaten Exposition in kalkaggressiver Kohlensäure

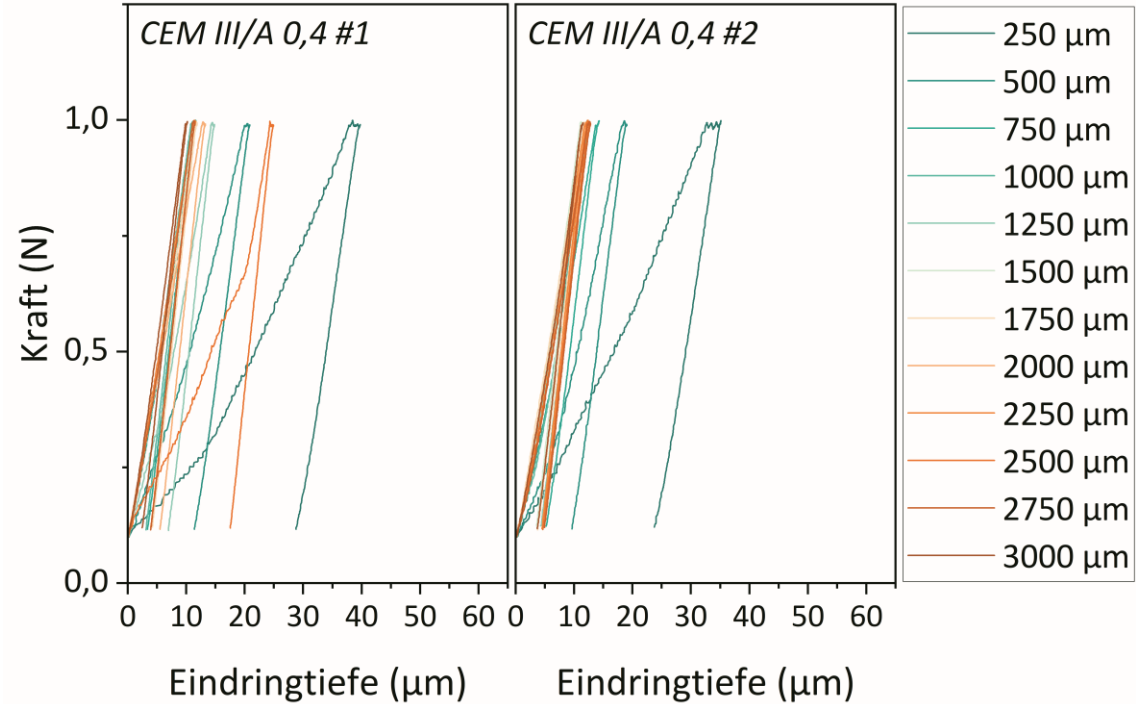


Abbildung A 8.19: Kraft-Eindringtiefe Datensätze der Probe CEM III/A 0,4 nach 12 Monaten Exposition in kalkaggressiver Kohlen-säure

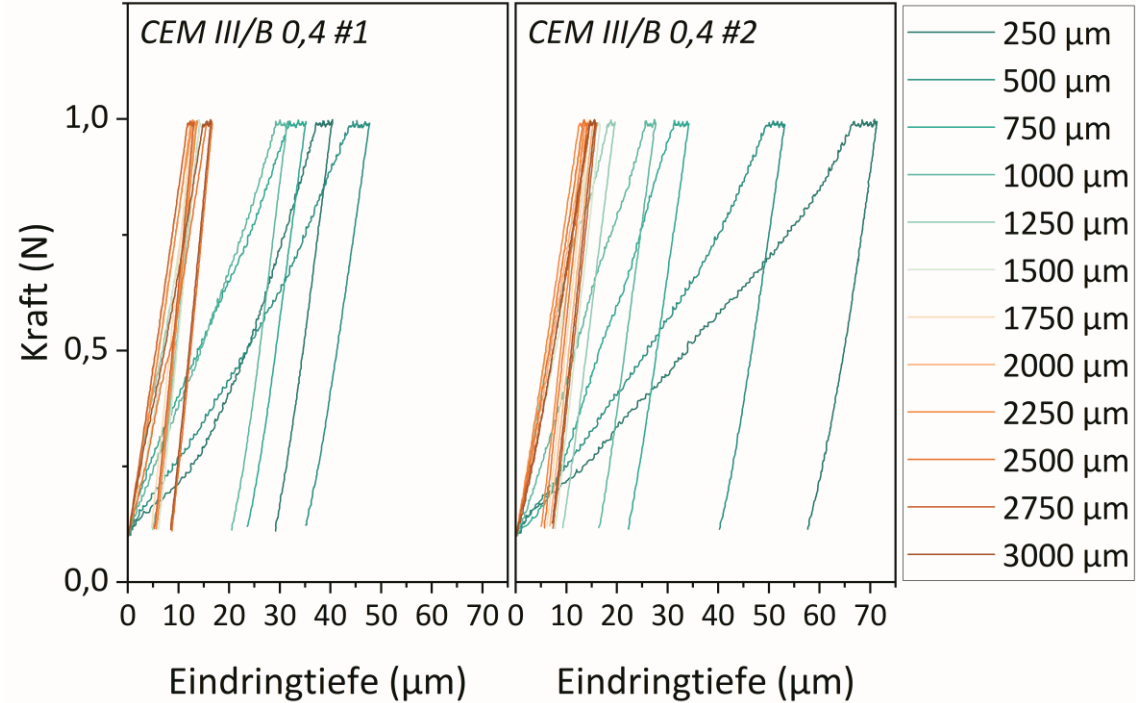


Abbildung A 8.20: Kraft-Eindringtiefe Datensätze der Probe CEM III/B 0,4 nach 12 Monaten Exposition in kalkaggressiver Kohlen-säure

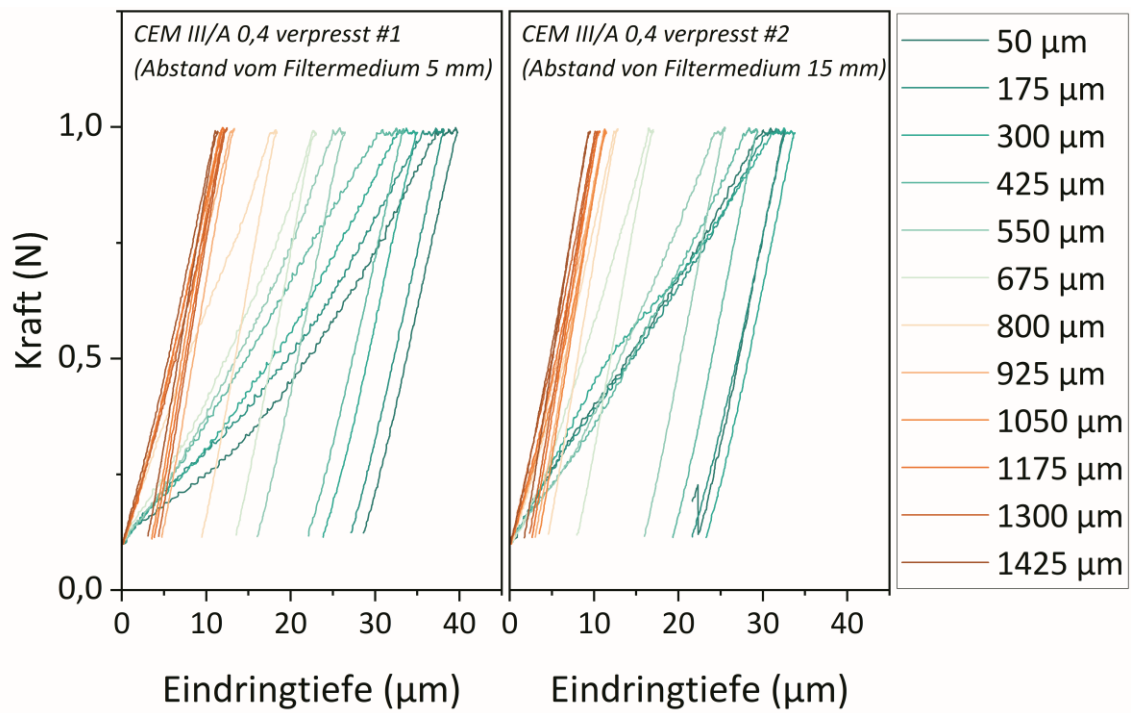


Abbildung A 8.21: Kraft-Eindringtiefe Datensätze der Probe CEM III/A 0,4 verpresst nach 12 Monaten Exposition in kalkaggressiver Kohlendioxid mit Abständen vom Filtermedium von 5 bzw. 15 mm

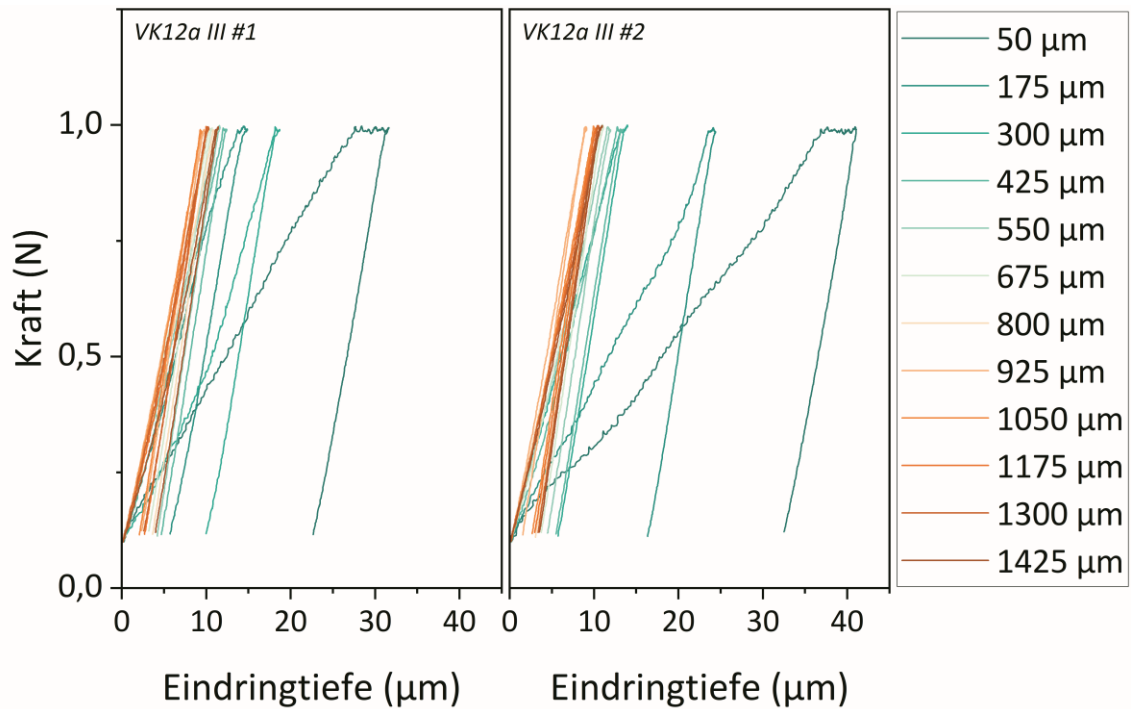


Abbildung A 8.22: Kraft-Eindringtiefe Datensätze der Probe VK12a Bereich III nach 12 Monaten Exposition in kalkaggressiver Kohlendioxid

A8.11 Steigung der Kraft-Eindringtiefe-Kurve

Tabelle A 8.7: Steigung m_s in ($\mu\text{m}/\text{N}^{0,5}$) aus Kraft-Eindringtiefe-Kurven ermittelt mittels linearer Regression zwischen 50 und 90 % von F_{max} mithilfe von *Origin 2023b*

Tiefe in (μm)	CEM I 0,4		CEM I 0,5		CEM III/A 0,4		CEM III/B 0,4		Tiefe in (μm)	CEM III/A 0,4 verpresst		VK12a III	
	$m_{s,\#1}$	$m_{s,\#2}$	$m_{s,\#1}$	$m_{s,\#2}$	$m_{s,\#1}$	$m_{s,\#2}$	$m_{s,\#1}$	$m_{s,\#2}$		$m_{s,\#1}$	$m_{s,\#2}$	$m_{s,\#1}$	$m_{s,\#2}$
250	0,035	0,022	0,029	0,025	0,031	0,030	0,035	0,013	50	0,031	0,026	0,033	0,024
500	0,054	0,023	0,033	0,025	0,065	0,051	0,024	0,019	175	0,031	0,030	0,072	0,036
750	0,065	0,032	0,051	0,028	0,074	0,089	0,026	0,034	300	0,033	0,024	0,065	0,069
1000	0,065	0,036	0,068	0,078	0,094	0,090	0,031	0,034	425	0,032	0,035	0,079	0,079
1250	0,065	0,063	0,063	0,064	0,084	0,075	0,073	0,039	550	0,041	0,042	0,088	0,083
1500	0,068	0,065	0,066	0,070	0,090	0,086	0,078	0,063	675	0,045	0,061	0,090	0,096
1750	0,068	0,084	0,069	0,057	0,080	0,084	0,078	0,067	800	0,046	0,082	0,088	0,094
2000	0,073	0,082	0,064	0,061	0,080	0,074	0,078	0,068	925	0,071	0,088	0,099	0,110
2250	0,068	0,088	0,073	0,070	0,084	0,086	0,075	0,074	1050	0,085	0,095	0,106	0,096
2500	0,068	0,085	0,076	0,064	0,082	0,042	0,068	0,072	1175	0,084	0,098	0,099	0,095
2750	0,070	0,091	0,075	0,070	0,081	0,091	0,077	0,067	1300	0,083	0,095	0,097	0,091
3000	0,067	0,084	0,076	0,064	0,089	0,099	0,064	0,069	1425	0,088	0,107	0,094	0,091

A8.12 Abschätzung der Schädigungsentwicklung

Tabelle A 8.8: Koeffizienten zur Abschätzung der Entwicklung der Einflusstiefe x_m nach Gleichung (9-1) für eine Einwirkungsdauer kalkaggressiver Kohlensäure bis 60 Monate

	CEM I	CEM III/A	CEM III/B
ohne Gewichtung			
A	119,89	199,00	227,85
B	-50,58	-21,92	-97,48
R ² in (-)	0,86	0,96	0,75
mit Gewichtung ($g_i = s_i^{-2}$)			
A	219,42	268,06	468,36
B	-312,87	-229,05	-772,18
R ² in (-)	0,99	0,91	0,89

$$x_m = A \cdot \sqrt{B \cdot t} \quad (\text{A8-9})$$

- x_m Tiefe des mechanisch entfestigten Baustoffes in (μm)
- A zementartabhängiger Koeffizient in (-)
- B Koeffizient in (-)
- t Zeit in (Monate)

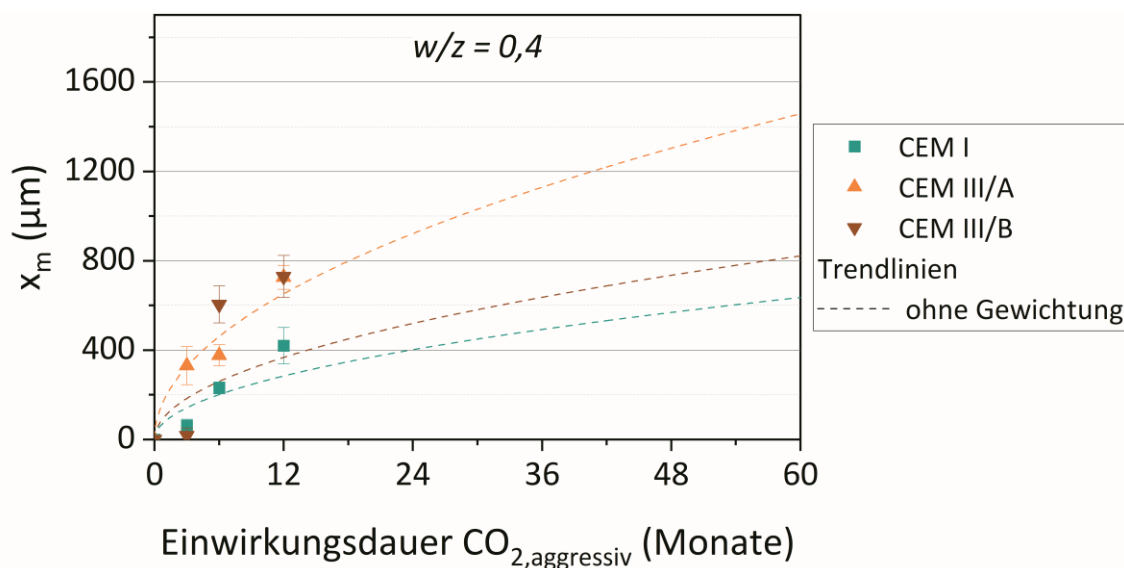


Abbildung A 8.23: Extrapolation der mechanisch-entfestigten Tiefe x_m ohne Gewichtung für Einwirkungsauern bis 60 Monate für Zementsteine mit einem w/z-Wert von 0,4 nach Gleichung (A8-9)

Tabelle A 8.9: Koeffizienten zur Abschätzung der Entwicklung der Einflusstiefe x_m nach Gleichung (A8-9) für eine Einwirkungs-
dauer kalkaggressiver Kohlensäure bis 60 Monate

	CEM I	CEM III/A	CEM III/B
ohne Gewichtung			
A	13,43	23,86	16,00
B	37,35	62,20	43,95
R ² in (-)	0,59	0,82	0,31