Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) in der Schweiz

cem suisse

Stand des Wissens

Neue experimentelle Erkenntnisse

Empfehlungen für Neubauten

Impressum

Herausgeber
cemsuisse
Verband der Schweizerischen Cementindustrie, Bern
www.cemsuisse.ch

Autoren
Mitglieder der Projektgruppe AAR der cemsuisse:
Frenzer Guido, dipl. Ing. EPFL
Hammerschlag Jean-Gabriel, Dr. sc. nat.
Henoch Thomas, Dr.-Ing.
Leemann Andreas, Dr. sc. nat.
Lunk Peter, Dr. sc. techn.
Pilloud Claude, Dr. sc. nat.
Rytz Gerhard, Dr. phil.
Romer Michael, Dr. sc. nat.
Spicher Georges, Fürsprecher
Thalmann Cédric, Dr. sc. nat.
Widmer Heiner, Dr. phil. nat.

Gestaltung
Studio Longatti, Biel

Druck
Ast & Jakob, Vetsch AG, Köniz

Ausgabe
November 2005

Vorwort

Beton ist der Universalbaustoff unserer Zeit. Dank seinen vorteilhaften Eigenschaften und den nahezu grenzenlosen Anwendungsmöglichkeiten finden wir Beton in allen Lebensbereichen. Dementsprechend muss er höchsten Anforderungen genügen und allfälligen schädigenden Einflüssen widerstehen können. In die Kategorie der letzteren fällt die betonschädigende Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR).

Die AAR wurde in der Schweiz bisher wenig untersucht, weil AAR-bedingte Schäden nicht häufig aufgetreten und für den Laien nicht augenfällig sind, wie dies teilweise in anderen Ländern der Fall ist.

cemsuisse hat deshalb ein Projekt lanciert, welches den gegenwärtigen Kenntnisstand im Bereiche AAR zusammenfassen sowie Empfehlungen für Neubauten anbieten soll. Die Projektgruppe umfasste Fachleute der cemsuisse-Mitgliedsunternehmen Holcim (Schweiz) AG, Jura Cement und Vigier Cement AG, der Empa, des Fachverbandes der schweizerischen Kies- und Betonindustrie FSKB sowie der B-I-G Büro für Ingenieurgeologie AG.

Grundlegende Elemente des Projektes bildeten die Auswertung der im Frühjahr 2005 vorliegenden Fachliteratur sowie eine Vielzahl von eigens für dieses Projekt durchgeführten Laborprüfungen an verschiedenen Gesteinskörnungen und Betonen.

Kernpunkt dieses Berichtes bilden die «Empfehlungen für Neubauten» in Kapitel 6, worin unter anderem Massnahmen zur Verminderung oder Verhinderung betonschädigender AAR bei Neubauten aufgeführt sind.

Der vorliegende Bericht richtet sich an Ingenieure, Architekten, Bauherren, Hersteller sowie Dozenten und gibt den aktuellen Stand der Technik wieder.

cemsuisse ist überzeugt, dass mit der Umsetzung der Empfehlungen zukünftige AAR-Schäden verhindert und damit die Qualität und Dauerhaftigkeit der Bauwerke langfristig gesichert werden können.

cemsuisse
Verband der Schweizerischen Cementindustrie

Inhaltsverzeichnis

	Abbildungen und Tabellen	**7**
	Begriffe	**8**
	Symbole und Abkürzungen	**10**
	Zusammenfassung	**11**
1.	**Einleitung**	**12**
1.1	Ausgangslage	12
1.2	Zielsetzung	12
2.	**Stand des Wissens**	**13**
2.1	Alkali-Aggregat-Reaktion	13
2.2	Schäden infolge Alkali-Aggregat-Reaktion	14
2.2.1	Schadensbilder	14
2.2.2	Schadenssituation der Bauwerke in der Schweiz	15
2.3	Einflussgrössen auf die betonschädigende Alkali-Aggregat-Reaktion	16
2.3.1	Allgemeines	16
2.3.2	Einfluss der Betonzusammensetzung	16
2.3.2.1	Zement	16
2.3.2.2	Gesteinskörnung	16
2.3.2.3	Zusatzstoff	17
2.3.2.4	Zusatzmittel	18
2.3.2.5	w/z-Wert	18
2.3.3	Einfluss der Umgebung	18
2.3.4	Einfluss des Bauwerks	19
2.4	Prüfverfahren	19
2.4.1	Allgemeines	19
2.4.2	Petrographie	19
2.4.3	Wasserlösliche Alkalien der Gesteinskörnung	19
2.4.4	Lösliches Siliciumdioxid	20
2.4.5	Mörtelprüfungen	20
2.4.6	Betonprüfungen	20
2.5	Zusammenfassung und offene Fragen	21
3.	**Versuche**	**22**
3.1	Materialien	22
3.1.1	Zemente	22
3.1.2	Gesteinskörnungen	22
3.1.3	Zusatzstoffe	22
3.1.4	Zusatzmittel	22
3.1.5	Betone	23
3.2	Methoden	23
3.2.1	Allgemeines	23
3.2.2	Mikrobar-Prüfung	23
3.2.3	Beton-Performance-Prüfung	24
3.2.4	Alkaligehalt des Zementes	26
4.	**Ergebnisse**	**27**
4.1	Eigene Versuche	27
4.1.1	Ergebnisse zur Reaktivität der Gesteinskörnung	27
4.1.2	Ergebnisse zur Reaktivität von Beton	27
4.1.2.1	Einfluss des Zementes	27
4.1.2.2	Einfluss der Gesteinskörnung	28
4.1.2.3	Einfluss von Zusatzstoffen	29
4.1.2.4	Zeitlicher Verlauf der Dehnung	29

4.1.2.5	Gegenüberstellung der Ergebnisse der Mikrobar-Prüfung und der Beton-Performance-Prüfung	30
4.1.3	Ergebnisse zum Alkaligehalt des Zementes	31
4.2	Daten aus der Praxis	31
4.2.1	Ergebnisse zur Reaktivität der Gesteinskörnung	31
4.2.2	Ergebnisse zur Reaktivität von Beton	31
4.2.3	Gegenüberstellung der Ergebnisse der Mikrobar-Prüfung und der Beton-Performance-Prüfung	32
5.	**Diskussion der Ergebnisse**	**33**
5.1	Zusammenhang zwischen der Reaktivität der Gesteinskörnung und der Reaktivität des Betons	33
5.1.1	Bewertung der Ergebnisse zur Reaktivität der Gesteinskörnung	33
5.1.2	Bewertung der Ergebnisse zur Reaktivität von Beton	35
5.1.3	Bewertung der Gegenüberstellung der Ergebnisse der Mikrobar-Prüfung und der Beton-Performance-Prüfung	35
5.2	Zusammenhang zwischen Reaktivität des Betons und Alkaligehalt	36
5.2.1	Bewertung der Ergebnisse zum Alkaligehalt des Zementes	36
5.2.2	Gegenüberstellung der Ergebnisse der Beton-Performance-Prüfung und dem Alkaligehalt des Betons	36
5.3	Beton-Performance-Prüfung und Langzeiterfahrung mit Bauwerken	38
6.	**Empfehlungen für Neubauten**	**39**
6.1	Vorbemerkungen	39
6.2	Anforderungen an Neubauten	39
6.2.1	Risikobewertung des Bauwerkes	39
6.2.2	Bewertung der Beanspruchung	40
6.2.3	Beurteilung der Prävention	40
6.2.4	Festlegung des Betons	41
6.2.4.1	Langzeiterfahrungen	43
6.2.4.2	Reaktivität der Gesteinskörnung	43
6.2.4.3	Reaktivität des Betons	43
6.3	Massnahmen	44
6.3.1	Allgemeines	44
6.3.2	Konstruktive Massnahmen	44
6.3.3	Betontechnologische Massnahmen	44
7.	**Folgerungen und Ausblick**	**46**
8.	**Literaturverzeichnis**	**47**
	Anhang	**50**
A1	Zusammensetzung der verwendeten Zemente	50
A2	Zusammensetzung der verwendeten Gesteinskörnungen	51
A3	Zusammensetzung der verwendeten Zusatzstoffe	52
A4	Alkaligehalt des verwendeten Zusatzmittels	52
A5	Zusammenstellung der Betonzusammensetzungen	53
A6	Ergebnisse der Beton-Performance-Prüfung	54
A7	Zusammenstellung der Betonzusammensetzung und Ergebnisse der Mikrobar- und Performance-Prüfung (Daten aus der Praxis)	55

Abbildungen und Tabellen

Abb. 2.1 Risse am Bauwerk (im Eingangsbereich eines Tunnels), Originalgrösse: 3 m × 3 m

Abb. 2.2 Risse am Bauwerk (Stützpfeiler), Originalgrösse: 1 m × 1 m

Abb. 2.3 Reaktiver Kieselkalk mit dunklem Saum und Rissen in einem Beton mit AAR (Dünnschliff im Lichtmikroskop)

Abb. 2.4 Teilweise mit Gelablagerungen gefüllte Risse, die einen reaktiven Kieselkalk durchtrennen (Anschliff im Elektronenmikroskop)

Abb. 2.5 Einflussgrössen auf die betonschädigende AAR

Abb. 3.1 Zusammenstellung der verwendeten Zemente

Abb. 3.2 Zusammenstellung der verwendeten Gesteinskörnungen

Abb. 3.3 Zusammenstellung der verwendeten Zusatzstoffe

Abb. 3.4 Zusammenstellung des verwendeten Zusatzmittels

Abb. 3.5 Dehnung von Mörtelprismen mit NR-, PR-, PRP-Gesteinskörnungen in Abhängigkeit vom Massenverhältnis Zement/Gesteinskörnung

Abb. 4.1 Zusammenstellung der Ergebnisse der Mikrobar-Prüfung

Abb. 4.2 Dehnung nach 20 Wochen in Abhängigkeit vom Zementgehalt für Betone mit Gesteinskörnung «e» und mit unterschiedlichen Zementen

Abb. 4.3 Dehnung nach 20 Wochen in Abhängigkeit vom Zementgehalt für Betone mit CEM II/A-LL und mit unterschiedlichen Gesteinskörnungen «d» und «e».

Abb. 4.4 Dehnung nach 20 Wochen in Abhängigkeit vom Zusatzstoffgehalt für Betone mit Gesteinskörnung «e» und mit unterschiedlichen Zementen und Zusatzstoffen

Abb. 4.5 Dehnung in Abhängigkeit von der Zeit für Betone mit Gesteinskörnung «e» und mit unterschiedlichen Zementen und Zusatzstoffen.

Abb. 4.6 Dehnung nach 20 Wochen der Beton-Performance-Prüfung in Abhängigkeit von der Dehnung der Mikrobar-Prüfung. Für Betone mit Zement CEM I und CEM II /A-LL und mit den Gesteinskörnungen «d» und «e»

Abb. 4.7 Zusammenstellung der Ergebnisse zum Alkaligehalt

Abb. 4.8 Dehnung nach 20 Wochen der Beton-Performance-Prüfung in Abhängigkeit von der Dehnung der Mikrobar-Prüfung.

Abb. 5.1 Abbaugebiete in der Schweiz mit Ergebnissen zur Reaktivität der Gesteinskörnung und regionale Aufteilung in fünf geographische Hauptzonen

Abb. 5.2 Dehnung nach 20 Wochen der Beton-Performance-Prüfung in Abhängigkeit vom wirksamen Alkaligehalt im Beton für Betone mit CEM I und CEM II/A-LL und mit den beiden Gesteinskörnungen «d» und «e»

Abb. 5.3 Dehnung nach 20 Wochen der Beton-Performance-Prüfung in Abhängigkeit vom wirksamen Alkaligehalt im Beton für unterschiedliche Betone

Abb. 6.1 Risikoklassen nach AAR-Empfehlung

Abb. 6.2 Beanspruchungsklassen nach AAR-Empfehlung.

Abb. 6.3 Präventionsstufe in Abhängigkeit von der Risiko- und Beanspruchungsklasse

Abb. 6.4 Flussdiagramm für Nachweise und Nachweisverfahren bei Verdacht einer betonschädigenden Alkali-Aggregat-Reaktion

Begriffe

Alkaliäquivalent
Gesamtalkaligehalt eines Zementes in Massenprozenten, ausgedrückt als die Summe der Oxide von Natrium (Na_2O) und Kalium (K_2O). Dabei wird berücksichtigt, dass das Molekulargewicht von Na_2O um 0,658 niedriger ist als jenes von K_2O, und dass beide Spezies etwa gleichermassen reaktiv sind. In der Schweiz wird das Na_2O-Äquivalent eines Zementes als dessen Gesamtalkaligehalt angegeben.

Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR)
Reaktion zwischen Bestandteilen der Gesteinskörnung und der Porenlösung des Betons. Bestimmte Gesteinskörner sind aufgrund ihrer Zusammensetzung im alkalischen Milieu des Betons instabil. Die aus der expansiven Reaktion resultierende Dehnung des Betons kann zu Betonschäden führen. In diesem Fall wird von einer betonschädigenden AAR gesprochen.

Alkali-Karbonat-Reaktion
Reaktionstyp der Alkali-Aggregat-Reaktion, bei der dolomithaltige Gesteinskörner beteiligt sind.

Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR)
Reaktionstyp der Alkali-Aggregat-Reaktion, bei der Gesteine mit amorpher und teilkristalliner Kieselsäure beteiligt sind.

Alkali-Silikat-Reaktion (ASR)
Reaktionstyp der Alkali-Aggregat-Reaktion, bei der Quarz und andere Silikate beteiligt sind.

Dauerhaftigkeit
Erfüllung der Anforderungen an Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit im Rahmen der vorgesehenen Nutzung und vorhersehbaren Beanspruchungen, ohne unvorhergesehenen Aufwand für Instandhaltung und Instandsetzung.

Fachleute
Personen, die über eine entsprechende Ausbildung (Hochschulabschluss oder gleichwertige Ausbildung) und eine langjährige Erfahrung verfügen, welche es ihnen erlauben, die Sachlage in diesem Fachgebiet zu beurteilen.

Festlegung
Endgültige Zusammenstellung aller Anforderungen, die dem Betonhersteller als Eigenschaften (Leistung) oder Zusammensetzung vom Verfasser der Festlegung vorgegeben werden muss. Die Anforderungen können sich aus der Tragwerksplanung/Konstruktion, der Betontechnik und der Bauausführung ergeben.

Gebrauchstauglichkeit
Fähigkeit eines Bauwerkes und seiner Bauteile, die Funktionstüchtigkeit und das Aussehen des Bauwerkes sowie den Komfort der das Bauwerk nutzenden Personen entsprechend den Gebrauchsgrenzen zu gewährleisten.

Nachweis
Bestätigung der Erfüllung eines Kriteriums.

Nutzungsdauer
Zeitspanne, während der die Eigenschaften des Betons im Bauwerk auf einem Niveau erhalten bleiben, das mit der Erfüllung der Leistungsanforderungen an das Bauwerk verträglich ist, vorausgesetzt, dass dieses in geeigneter Weise instandgehalten wird.

Potentiell reaktiv
Ein Gestein, welches als «potentiell reaktiv» identifiziert wurde, führt zu einer betonschädigenden AAR, wenn alle weiteren Bedingungen, wie genügend Feuchtigkeit, genügend Alkalien, Temperatur, evtl. Pessimum-Effekt etc., erfüllt sind. Da in vielen Fällen die Bedingungen nicht erfüllt sind, kann auch keine schädigende AAR im Beton beobachtet werden, obwohl eine «potentiell reaktive» Gesteinskörnung verwendet wurde.

Reaktivität
Reaktionsfähigkeit, die die Fähigkeit chemischer Verbindungen beschreibt, mit anderen zu reagieren. Die Reaktivität ist keine Stoffkonstante, sondern sie hängt von der Art der Reaktionspartner und den Reaktionsbedingungen ab.

Schaden / Schädigung
Nach der Abnahme des Bauwerkes mögliche Schwächung der materiellen Substanz eines Bauwerkes.

Schädigungsmechanismus
Naturwissenschaftlich beschreibbarer Vorgang der Entstehung und Entwicklung eines Schadens, bzw. einer Schädigung.

Tragsicherheit
Fähigkeit eines Bauwerkes und seiner Bauteile, die Gesamtstabilität sowie einen für die anzunehmenden Beanspruchungen ausreichenden Tragwiderstand entsprechend einer festgelegten, erforderlichen Zuverlässigkeit zu gewährleisten.

Validierung
Bestätigung aufgrund einer Untersuchung und durch Bereitstellung eines Nachweises, dass die besonderen Forderungen für einen speziellen, beabsichtigen Gebrauch erfüllt sind.

Verfasser der Festlegung
Person oder Stelle, welche die Festlegung für den Frisch- und Festbeton aufstellt. Sie ist verantwortlich dafür, alle Anforderungen zu berücksichtigen, die von den unterschiedlichen im Bauprozess Beteiligten gestellt werden.

Wirksamer Alkaligehalt
Summe all derjenigen Alkalien aus den Bestandteilen des Betons, die im Porenwasser des Betons gelöst vorliegen können. Je höher die Konzentration der Alkalien in der Porenlösung ist, umso höher ist deren Alkalinität und damit das potentielle Risiko für eine betonschädigende AAR.

Symbole und Abkürzungen

A	Gesamtalkaligehalt
AAR	Alkali-Aggregat-Reaktion
AKR	Alkali-Kieselsäure-Reaktion
ASR	Alkali-Silikat-Reaktion
B	Beton
B 1	Beanspruchungsklasse: Beton ist nicht hoher Feuchtigkeit ausgesetzt
B 2	Beanspruchungsklasse: Beton ist hoher Feuchtigkeit alternierend oder häufig ausgesetzt.
B 3	Beanspruchungsklasse: Beton ist hoher Feuchtigkeit ständig ausgesetzt und wird durch äussere Faktoren, wie Frost, Taumittel, etc. beansprucht.
CEM I	Portlandzement
CEM II/A-LL	Portlandkalksteinzement mit max. 20% Kalkstein
CEM III/B	Hochofenzement mit 66–80% Hochofenschlacke
D	Silicastaub
FM-VZ	Fliessmittel mit verzögernder Wirkung
G	Gips
K	Zementklinker
LL	Kalkstein
NR	Gesteinskörnung: nicht reaktiv
PR	Gesteinskörnung: potentiell reaktiv
PRP	Gesteinskörnung: potentiell reaktiv mit Pessimum
P 1	Präventionsstufe: kein besonderer Nachweis erforderlich
P 2	Präventionsstufe: Nachweise erforderlich
P 3	Präventionsstufe: Nachweise erforderlich (mindestens gemäss Präventionsstufe P 2); zudem sind Fachleute beizuziehen.
RILEM	Réunion international des laboratoires d'essais et de recherches sur les matériaux et les constructions
R 1	Risikoklasse: geringes Risiko
R 2	Risikoklasse: normales Risiko
R 3	Risikoklasse: hohes Risiko
S	Hochofenschlacke
V	kieselsäurereiche Flugasche
Z	Zement
a,b,c,d,e,f,g	Hersteller von Komponenten des Betons
i	Koordinate
w	Wassergehalt
wirk.	wirksam
w/z-Wert	Wasser/Zement-Wert
z	Zementgehalt

Zusammenfassung

Unter der Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) wird eine Reaktion zwischen Bestandteilen der Gesteinskörnung und der Porenlösung des Betons verstanden. Bestimmte Gesteinskörner sind aufgrund ihrer Zusammensetzung im alkalischen Milieu des Betons instabil. Die aus der expansiven Reaktion resultierende Dehnung des Betons kann zu Betonschäden führen. In diesem Fall wird von einer betonschädigenden AAR gesprochen.

Die betonschädigende AAR spielt in der Schweiz im Vergleich zu anderen Schadensmechanismen, wie z.B. der Frost-Tausalz Einwirkung, bislang mit wenigen Ausnahmen eine geringe Rolle. Vereinzelte AAR-bedingte Schäden sind an unterschiedlichen Betonbauten bekannt geworden. Diese Schäden traten dabei meistens erst 20 bis 40 Jahre nach der Erstellung des Bauwerkes auf. In den vergangenen Jahren erhielt die Fragestellung zur betonschädigenden AAR beim Bau der beiden neuen Alpentransversalen eine erhöhte Aufmerksamkeit.

In einem ersten Schritt wurden im Rahmen des cemsuisse-Projektes bestehende Erkenntnislücken durch systematische, experimentelle Untersuchungen im Labor mit zwei potentiell reaktiven Gesteinskörnungen aus dem Mittelland und dem voralpinen Raum der Schweiz und mit unterschiedlichen Schweizer Zementen – CEM I, CEM II/A-LL und CEM III/B – geschlossen. Dabei wurden die in der Schweiz seit ca. zehn Jahren angewendeten Verfahren, die Mikrobar-Prüfung zur Beurteilung der Reaktivität der Gesteinskörnung und die Beton-Performance-Prüfung zur Beurteilung der Reaktivität von Beton, eingesetzt.

In den experimentellen Untersuchungen zeigte sich, dass die höchsten Dehnungen in der Beton-Performance-Prüfung bei Betonen mit CEM I erzielt wurden. Betone mit CEM II/A-LL führten zu leicht tieferen Dehnungen. Noch geringere Dehnungen konnten bei Betonen mit Zusatzstoffen – Silicastaub und kieselsäurereicher Flugasche – festgestellt werden. Noch wirkungsvoller hinsichtlich der Reduktion der Dehnung erwies sich die Verwendung von Beton mit Hochofenzement CEM III/B. Ein Vergleich von eigenen experimentellen Ergebnissen mit Daten aus der Praxis zeigte, dass die Wirkung von Zusatzstoffen stark von ihrer chemischen Zusammensetzung abhängt und nicht in jedem Fall zu einer Reduktion der Dehnung führte.

Es wurde keine signifikante Korrelation zwischen den Ergebnissen der Mikrobar- und Beton-Performance-Prüfung bei potentiell reaktiven Gesteinskörnungen gefunden. Die Mikrobar-Prüfung eignet sich, um potentiell reaktive Gesteinskörnungen von nicht reaktiven Gesteinskörnungen zu unterscheiden. Die Mikrobar-Prüfung sollte durch petrographische Untersuchungen ergänzt werden, welche hauptsächtlich der Identifikation der Gesteinskörnung dienen. Mit der Beton-Performance-Prüfung können alle Betone, die in der Praxis eingesetzt werden, auf ihre Reaktivität untersucht werden.

Die Ergebnisse der Beton-Performance-Prüfung und des Alkaligehaltes der verwendeten Betone weisen keine signifikante Korrelation auf. Die Alkali-Bilanz des Betons eignet sich deshalb nicht zur Beurteilung der Reaktivität. Ein direkter Zusammenhang zwischen den Ergebnissen der Beton-Performance-Prüfung und dem Langzeitverhalten von Bauwerksbeton konnte mit der vorhandenen Datengrundlage nicht nachgewiesen werden, da die ältesten Betone noch keine AAR-Schäden aufwiesen.

Aufbauend auf den resultierenden Erkenntnissen wurden Empfehlungen für Neubauten definiert und angemessene Massnahmen für die Verhinderung einer allfälligen betonschädigenden AAR erarbeitet. Dabei wurden Präventionsstufen in Abhängigkeit von der Risikoklasse und der Beanspruchungsklasse eines Bauwerkes eingeführt. In einem Flussdiagramm wird die Vorgehensweise bei einem Verdacht einer betonschädigenden AAR hinsichtlich der durchzuführenden Nachweise und Nachweisverfahren in Abhängigkeit zur Präventionsstufe dargestellt.

Mit dieser systematischen Vorgehensweise sollen sowohl Bauherr und Ingenieur als auch Herstellern Hinweise gegeben werden, welche Massnahmen zur Vermeidung einer betonschädigenden AAR im Einzelfall ergriffen werden können. Abschliessend werden hierzu konstruktive und betontechnologische Massnahmen vorgestellt.

1. Einleitung

1.1 Ausgangslage

T.E. Standon [1] berichtete erstmals im Jahre 1940 über Schäden als Folge einer chemischen Reaktion zwischen im Beton enthaltenen Bestandteilen der Gesteinskörnung und dem Zement. Weitere Untersuchungen führten dann zu der Erkenntnis, dass die chemische Reaktion zwischen dem Zement, der einen vergleichsweise hohen Alkaligehalt besass, und bestimmten Bestandteilen der Gesteinskörnung die Schäden verursacht hatten. Im Englisch sprachigen Raum wurde für die chemische Reaktion der Begriff «Alkali-Aggregate Reaction» eingeführt.

In Europa wurden, ausgehend von Schadensfällen in Dänemark in den 50-iger und später in Deutschland in den 60-iger Jahren des letzten Jahrhunderts, umfangreiche Forschungsaktivitäten durchgeführt. Die an den Schäden beteiligten Mineralien, wie Flint oder Opal, enthielten alkalireaktive Kieselsäure. Dementsprechend wurde die chemische Reaktion «Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR)» genannt. Als Folge der umfangreichen Aktivitäten wurden in den genannten Ländern Normen und Richtlinien zur Verhinderung einer betonschädigenden Alkali-Kieselsäure-Reaktion erstellt, welche aber nur zum Teil das Schadensrisiko nachhaltig reduzieren konnten.

In der Schweiz wurde der erste Schadensfall, welcher auf eine Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) zurückgeführt wurde, erst 1995 publiziert [2]. Seither sind vereinzelte Schäden an unterschiedlichen Betonbauten bekannt geworden [3, 4]. Dabei traten sie meistens erst 20 bis 40 Jahre nach der Erstellung des Bauwerkes auf. In den vergangenen Jahren erhielt die Fragestellung zur Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) beim Bau der beiden neuen Alpentransversalen eine erhöhte Aufmerksamkeit [5, 6].

Es bestehen keine nationalen Regelungen in der Schweiz hinsichtlich des Widerstandes gegenüber einer Alkali-Aggregat-Reaktion. In der SN-EN 206-1:2000 [7] wird empfohlen, bei einem Verdacht einer betonschädigenden Alkali-Kieselsäure-Reaktion Fachleute beizuziehen, welche Vorsichtsmassnahmen entsprechend dem geologischen Ursprung der Gesteinskörnung und unter Berücksichtigung von Langzeiterfahrungen mit besonderen Kombinationen von Zement und Gesteinskörnungen ergreifen sollen.

Es ist im Interesse aller am Bauen mit Beton beteiligten Personen und Gruppen, dass eine Empfehlung bei Verdacht auf eine betonschädigende AAR erarbeitet wird. Diese Empfehlung soll sowohl das Ausmass der aktuellen Schadenssituation in der Schweiz hinsichtlich einer betonschädigenden AAR berücksichtigen als auch den nationalen Verhältnissen bei den einzelnen Komponenten des Betons und bei der Betonbauweise Rechnung tragen.

1.2 Zielsetzung

Die Zielsetzung des Projektes der cemsuisse beinhaltet das Schliessen von bestehenden Erkenntnislücken durch systematische, experimentelle Untersuchungen mit unterschiedlichen Gesteinskörnungen der Schweiz und mit unterschiedlichen Schweizer Zementen. Dabei werden die in der Schweiz seit ca. 10 Jahren angewendeten Verfahren Mikrobar-Prüfung und Beton-Performance-Prüfung genutzt. Die experimentellen Ergebnisse aus den eigenen Untersuchungen werden mit den bestehenden Praxiserfahrungen in der Schweiz korreliert.

Aufbauend auf den Erkenntnissen sollen die Anforderungen an Neubauten bei einem Verdacht auf eine betonschädigende AAR definiert und angemessene Massnahmen zu deren Verhinderung erarbeitet werden.

2. Stand des Wissens

2.1 Alkali-Aggregat-Reaktion

Allgemein wird unter der Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) eine Reaktion zwischen Bestandteilen der Gesteinskörnung und der Porenlösung des Betons verstanden. Bestimmte Gesteinskörner sind aufgrund ihrer Zusammensetzung im alkalischen Milieu des Betons instabil. Die aus der expansiven Reaktion resultierende Dehnung des Betons kann zu Betonschäden führen.

Die AAR wird in der Literatur in drei Reaktionstypen aufgeteilt. Die Reaktionstypen unterscheiden sich darin, welche Art der Gesteinskörnung, d.h. Gesteinstyp oder Mineralphase, an der Reaktion beteiligt ist:

- Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR)
- Alkali-Silikat-Reaktion (ASR) und
- Alkali-Karbonat-Reaktion

Die Alkali-Kieselsäure-Reaktion tritt hauptsächlich bei Gesteinen mit amorpher und teilkristalliner Kieselsäure, wie vulkanischen, glasig erstarrten Gesteinen sowie Sedimenten, wie Flint, kieseligen Kalken und Phylliten, auf.

Die Alkali-Silikat-Reaktion läuft langsamer ab als die Alkali-Kieselsäure-Reaktion. Die Reaktionsgeschwindigkeit wird von der Kristallgrösse des Quarz und Defekten in seiner Gitterstruktur, die durch Metamorphose und Deformation bedingt sind, bestimmt. Neben Quarz können auch andere Silikate eine Rolle spielen. Gesteinskörner mit Feldspäten sind in der Lage, Alkalien abzugeben und dadurch die Dehnung zu verstärken [8, 9]. Auch Biotit kann im alkalischen Milieu angelöst werden und Alkalien und Silicium abgeben [10]. Silikate sind in den meisten Gesteinstypen vorhanden.

Die Alkali-Karbonat-Reaktion war lange Zeit nur in Kanada bekannt und wurde dort seit Jahren von Experten untersucht. Ob die Alkali-Karbonat-Reaktion überhaupt zu einer Dehnung führen kann, ist in der Fachwelt jedoch umstritten. Einerseits kann Dolomit im Beton zwar reagieren und es kommt am Rande von dolomithaltigen Gesteinskörnern zu einer Bildung von Brucit und Calcit. Verantwortlich für das Treiben scheint jedoch fein in der Gesteinskörnung verteiltes, cryptokristallines Siliciumoxid zu sein [11]. Andererseits liegen Untersuchungen aus China vor, die eine expansive Alkali-Karbonat-Reaktion zu bestätigen scheinen [12].

Im Folgenden werden vereinfachend unter der Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) sowohl die Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) als auch die Alkali-Silikat-Reaktion (ASR) verstanden, da beide Reaktionen ähnlich verlaufen. Auf die Alkali-Karbonat-Reaktion wird nicht näher eingegangen, da in der Schweiz bisher keine Schadensfälle bekannt sind, die auf diesen Typ der Reaktion zurückzuführen sind.

Die AAR läuft praktisch in jedem Beton ab. Alle Gesteinstypen reagieren mehr oder weniger mit den Alkalien in der Porenlösung des Betons, wenn die drei folgenden Bedingungen gleichzeitig erfüllt sind:

- ausreichend Feuchtigkeit
- hoher, wirksamer Alkaligehalt der Porenlösung
- reaktive Gesteinskörnung hinsichtlich Alkalien

Die drei Bedingungen stellen ein notwendiges, aber kein hinreichendes Kriterium dar, dass ein AAR-Schaden entsteht. Die AAR kann erst zu einem Schaden führen, wenn die als Folge der AAR auftretenden Dehnungen nicht frei erfolgen und damit Zwangsspannungen im Beton entstehen. Sind die Zwangsspannungen grösser als die Zugfestigkeit des Betons, entstehen Gefügestörungen, Risse und Abplatzungen im Beton. Der verantwortliche Ingenieur hat dann zu entscheiden, ob diese Schäden an dem betreffenden Bauteil bzw. Bauwerk zu einer Verringerung der Dauerhaftigkeit, Gebrauchstauglichkeit und/oder Tragsicherheit führen, oder ob diese Schäden nur die Ästhetik beeinflussen.

2.2 Schäden infolge Alkali-Aggregat-Reaktion

2.2.1 Schadensbilder

Die Ermittlung der Ursachen von Schäden erfordert ein umfangreiches Fachwissen, da häufig mehrere Vorgänge einen Schaden auslösen und die Schadensbilder auch bei unterschiedlichen Ursachen sehr ähnlich sind. Dies gilt besonders für Bauwerke, bei denen eine AAR als Schadensursache vermutet wird, da das äussere Erscheinungsbild der Schäden – Rissbildung, Absprengungen und Ausblühungen – nur erste Hinweise auf die Schadensursache gibt. So unterscheidet sich eine durch AAR verursachte Rissbildung nur wenig von einem Rissbild, das z.B. durch eine Spannungsüberschreitung infolge Schwinden, Quellen und Temperaturänderung verursacht wird. Eine betonschädigende AAR lässt sich an den folgenden Merkmalen erkennen:

Äussere, makroskopische Erkennungsmerkmale am Bauwerk

- Polygonales Rissmuster (dm-m Bereich)
- Feuchtigkeit entlang der Risse
- Eventuelle Gel-Ablagerungen (hell und glasig) entlang der Risse
- Gewellte Struktur der Betonoberfläche
- Abplatzungen über Gesteinskörnern (Pop-Outs)
- Fleckige Farbmusterung auf der Betonoberfläche
- Reaktionssäume um Gesteinskörner

Abb. 2.1: Risse am Bauwerk (im Eingangsbereich eines Tunnels), Originalgrösse: 3 m × 3 m

Abb. 2.2: Risse am Bauwerk (Stützpfeiler), Originalgrösse: 1 m × 1 m

Innere, mikroskopische Erkennungsmerkmale
Wichtige Hinweise über Schadensursachen im Beton geben mikroskopische Untersuchungen an Dünnschliffen oder Anschliffen. Anhand von Veränderungen im Mikrogefüge des Betons, wie zum Beispiel Rissen und Gelablagerungen, kann eine schädigende AAR im Beton identifiziert werden (Abb. 2.3 und 2.4). Zudem kann festgestellt werden, welche Gesteinstypen und Mineralien betroffen sind.

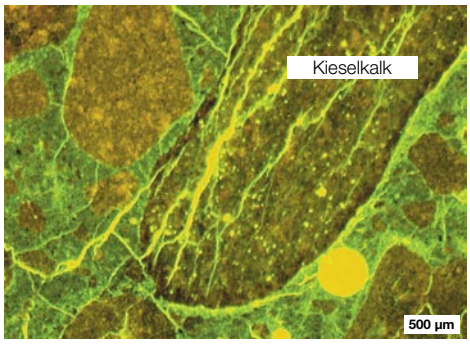

Abb. 2.3: Reaktiver Kieselkalk mit dunklem Saum und Rissen in einem Beton mit AAR (Dünnschliff im Lichtmikroskop)

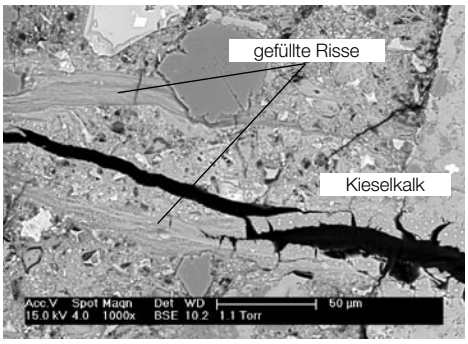

Abb. 2.4: Teilweise mit Gelablagerungen gefüllte Risse, die einen reaktiven Kieselkalk durchtrennen (Anschliff im Elektronenmikroskop)

2.2.2 Schadenssituation der Bauwerke in der Schweiz

In der Praxis spielt die betonschädigende AAR im Vergleich zu anderen Schadensmechanismen, wie z.B. der Frost-Tausalz Einwirkung, bislang mit wenigen Ausnahmen keine bedeutende Rolle. AAR-bedingte Schäden sind in der Schweiz bisher an folgenden Bauwerken aufgetreten:

- Stütz- und Flügelmauern, Bordüren
- Aussenbereiche von Tunnels und Galerien
- Brückenpfeiler und Sockelbereiche
- Bauten im Bereich von Wasserkraftanlagen, z.B. Staudämme

Betonbauwerke, die nicht der direkten Bewitterung ausgesetzt sind, wie z.B. Untertagebauten, weisen seltener Schadensmerkmale in Form von Auge wahrnehmbarer Rissbildung auf [5].

In der Schweiz können Bauwerke mit sichtbaren Rissen, welche eindeutig auf eine schädigende AAR im Beton zurückgeführt werden können, am häufigsten im zentralen und westlichen Voralpen- und zentralen Alpenraum festgestellt werden. Aber auch im Mittelland und im Gebiet des Jurasüdfusses sind Bauwerke mit den AAR-Erkennungsmerkmalen zu beobachten.

Die meisten betroffenen Bauwerke haben ein Alter von 20 bis 40 Jahren. An der Technischen Forschung und Beratung für Zement und Beton TFB wird zur Zeit ein vom Bundesamt für Strassen ASTRA finanziertes Projekt [13] durchgeführt, in welchem eine auf die Schweiz beschränkte Übersicht über Art, Alter und regionale Verteilung der Bauwerke mit AAR-Erkennungsmerkmalen sowie die Schadensentwicklung in Abhängigkeit der Betonzusammensetzung und Exposition gegeben wird. Im Rahmen eines weiteren vom ASTRA finanzierten Projektes haben Wälchli und Brühwiler [14] einen Sachstandsbericht über das Tragverhalten von Kunstbauten mit AAR verfasst.

2.3 Einflussgrössen auf die betonschädigende Alkali-Aggregat-Reaktion

2.3.1 Allgemeines

In den vorangegangenen Kapiteln wurde gezeigt, dass es eine Vielzahl von Einflussgrössen auf die betonschädigende AAR gibt. In Abbildung 2.5 sind die wichtigsten Einflussgrössen, gruppiert nach Betonzusammensetzung, Umgebung und Bauwerk, graphisch dargestellt.

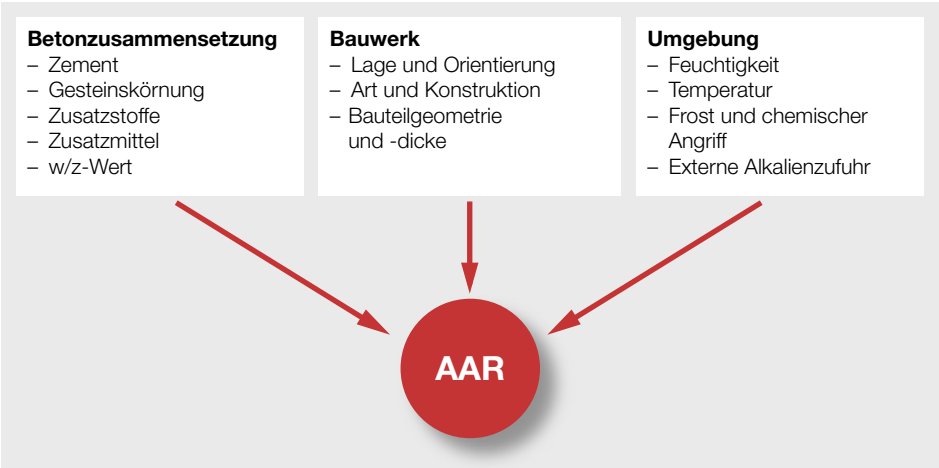

Abb. 2.5: Einflussgrössen auf die betonschädigende AAR

2.3.2 Einfluss der Betonzusammensetzung

2.3.2.1 Zement

Zu den in Kapitel 2.1 erwähnten drei Bedingungen für eine betonschädigende AAR zählt ein hoher wirksamer Alkaligehalt. Unter dem wirksamen Alkaligehalt werden diejenigen Alkalien verstanden, die gelöst im Porenwasser des Betons dessen pH-Wert (Gehalt an HydroxidIonen) und damit die AAR direkt beeinflussen können. Der Grossteil der im Beton vorhandenen Alkalien ist fest in dessen Bestandteile eingebunden und hat damit weder auf die Chemie des Porenwassers noch auf die AAR einen Einfluss. Also ist nur ein Teil der insgesamt im Beton vorliegenden Alkalien als wirksam und bezüglich AAR relevant zu bezeichnen.

Der Zement ist im Normalfall der Hauptlieferant für die Alkalien im Beton. Die Erfahrungen in der Praxis haben gezeigt, dass bei Betonen mit reaktiven Gesteinskörnungen eine schädigende AAR nur dann auftritt, falls der wirksame Alkaligehalt des verwendeten Zementes einen bestimmten Schwellwert überschreitet [15]. Je nach Rohstoffen, Zusammensetzung, Anlagentechnik und Brennstoffbedingungen kann der wirksame Alkaligehalt eines Zementes variieren. Die im Beton enthaltene Alkalimenge hängt nicht allein vom wirksamen Alkaligehalt des Zementes ab, sondern auch vom Zementgehalt.

2.3.2.2 Gesteinskörnung

Eine weitere Bedingung für eine betonschädigende AAR ist das Vorhandensein an reaktiver Gesteinskörnung (vgl. Kapitel 2.1). Die Gesteinskörnung stellt mit ca. 79% den grössten Massenanteil im Beton dar und ist ein wichtiger Bestandteil des Betons in Bezug auf die AAR.

Die potentiell reaktiven Gesteinstypen der Schweiz sind vor allem kieselige Kalke, sandige Kalke, Sandsteine, Hornfelse sowie Gneise, stark deformierte Quarzite und Schiefer. Die Oberfläche der Gesteinskörnung kann für die Reaktivität ebenfalls eine Rolle spielen. Poröse, verwitterte, gerissene Körner, aber auch frisch gebrochene Körner sind stärker reaktiv als dichte, ungerissene, natürlich gerundete Körner. Erfahrungen aus der Praxis haben gezeigt, dass eine Aufbereitung der Gesteinskörnung durch Brechen zu einer höheren Reaktivität führt im Vergleich zu ungebrochener Gesteinskörnung gleicher Petrographie.

Gewisse potentiell reaktive Gesteinstypen weisen einen so genannten Pessimum-Effekt auf. Dies bedeutet, dass sich diese potentiell reaktiven Gesteinstypen nur dann reaktiv verhalten, wenn sie in einer bestimmten Menge im Beton vorhanden sind.

2.3.2.3 Zusatzstoff

Bei den Zusatzstoffen werden im Folgenden nur die reaktiven Zusatzstoffe gemäss SN EN 206-1:2000 [7] näher betrachtet. Diese puzzolanischen Zusatzstoffe wie Flugasche, Silicastaub und natürliche Puzzolane binden während der Hydratation in ihren Reaktionsprodukten Alkali- und Hydroxid-Ionen. Dadurch können sie den pH-Wert in der Porenlösung verringern und als Folge stehen weniger Alkalien für die AAR zur Verfügung. Ob und wie effizient Puzzolane die betonschädigende AAR verlangsamen können, ist abhängig von ihrer Menge (Dosierung), Zusammensetzung und Verteilung. In der Literatur sind zum Teil widersprüchliche Aussagen über die Wirkung zu finden [16–25]. Es ist deshalb Vorsicht geboten, beim Entwurf einer Betonzusammensetzung auf Erfahrungswerte oder Ergebnisse von internationalen Studien zurückzugreifen. Es wird empfohlen, im Vorfeld Beton-Performance-Versuche mit potentiell reaktiver Gesteinskörnung durchzuführen (vgl. Kapitel 3.2.3).

Flugasche
Je nach Quelle, Charge, Anlagentechnik und Brennstoffbedingungen können Flugaschen eine variierende Zusammensetzung aufweisen. Die Wirksamkeit der Flugasche ist abhängig von ihrem Alkaligehalt, ihrer Korngrösse und ihrer puzzolanischen Aktivität [18]. Je höher der Silicium-Anteil einer Flugasche ist, umso höher ist ihre Wirksamkeit in der Reduktion der AAR [20].

Silicastaub
Die Zugabe von Silicastaub in den Zement kann die Dehnungen ebenfalls wesentlich reduzieren [22]. In Island wird Silicastaub seit 20 Jahren erfolgreich eingesetzt [23]. In anderen Ländern sind die Erfahrungen weniger positiv. In einigen Fällen hat sich gezeigt, dass die Alkalien nur mittelfristig eingebunden werden, so dass AAR nur verlangsamt wird [24]. Zudem besteht die Gefahr, dass sich bei einer nicht optimalen Verteilung des Silicastaubs im Beton stark reaktive Agglomerate bilden, die innerhalb weniger Jahre eine schädigende AAR im Beton auslösen können [25].

Natürliche Puzzolane
Natürliche Puzzolane sind natürliche Gesteine mit kieselsäurehaltiger und/oder aluminasilikatischer Zusammensetzung. Fein gemahlen, reagieren sie mit Wasser und gelöstem Calciumhydroxid zu festigkeitsbildenden Calciumsilikat- und Calciumaluminatverbindungen. Die Gruppe der natürlichen Puzzolane wird unterschieden in sogenannte «natürliche Puzzolane», welche allgemein Stoffe vulkanischen Ursprungs oder Sedimentgesteine sind, und in «natürlich getemperte Puzzolane». Diese sind thermisch aktivierte Stoffe vulkanischen Ursprungs, wie Tone, Schiefer oder Sedimentgestein.

Natürliche Puzzolane werden in der Schweiz vorwiegend für die Vorfabrikation von Betonelementen eingesetzt. Der Einfluss der natürlichen Puzzolane auf die AAR ist unterschiedlich. Es gibt Produkte, die bei der Verwendung von potentiell reaktiven Gesteinskörnungen den AAR-Widerstand erhöhen. Gewisse natürliche Puzzolane können aber zu einem deutlich geringeren und dadurch ungenügenden AAR-Widerstand führen.

2.3.2.4 Zusatzmittel

Bestimmte Zusatzmittel wie zum Beispiel Beschleuniger können grosse Mengen an Alkalien enthalten. Da alkalihaltige Zusatzmittel wasserlöslich sind, gelangen die Alkalien umgehend in die Porenlösung und können dadurch die Reaktivität deutlich erhöhen [26]. Wird ein Beton mit potentiell reaktiver Gesteinskörnung verwendet, sollten deshalb alkalifreie Zusatzmittel verwendet werden. Ferner muss sichergestellt werden, dass der Alkaligehalt nur geringfügig beeinflusst wird.

In Laborversuchen hat sich gezeigt, dass der Einsatz von Lithium-Salzen als vorbeugende Massnahme eine betonschädigende AAR verhindern kann [27]. Lithium wird gegenüber Natrium und Kalium bevorzugt in die Reaktionsprodukte während der AAR eingebaut, wodurch es nicht zur expansiven Reaktion kommt [28]. In der Literatur sind jedoch in diesem Zusammenhang widersprüchliche Aussagen über die Wirkung und Anwendbarkeit von Lithium-Salzen zu finden [29–32]. In der Schweiz kam es bisher noch zu keinen Anwendungen von Lithium-Salzen in Beton. Als weitere vorbeugende Massnahme wird die künstliche Einführung von Luftporen durch Luftporenmittel vorgeschlagen. Der zusätzliche Expansionsraum soll Schädigungen im Betongefüge verhindern. Auch diese Massnahme wird in den Fachkreisen kontrovers diskutiert.

2.3.2.5 w/z-Wert

Als Haupteinflussgrösse für die Dichtigkeit eines Betons gilt der w/z-Wert. Grundsätzlich führt ein geringer w/z-Wert zu einem dichten Betongefüge, wodurch einerseits die Diffusion der Alkalien zu den potentiell reaktiven Gesteinskörnungen verlangsamt und andererseits der Eintrag von Wasser und darin gelösten Salzen von aussen verringert wird. In verschiedenen Untersuchungen wurde jedoch festgestellt, dass sich der Einfluss des w/z-Wertes auf die AAR auf sehr unterschiedliche Weise auswirken kann und für jeden Einzelfall betrachtet werden muss [33].

Der w/z-Wert steht in direktem Zusammenhang mit der Porosität und der Porengrössenverteilung. Mit abnehmendem w/z-Wert befindet sich weniger Wasser im Porenraum, so dass die Ionenkonzentration und der pH-Wert zunehmen. Die Ionendiffusion im Beton kann zwar behindert werden, fördert aber das lokale Auftreten von Spitzenkonzentrationen in der Porenlösung, welche die AAR auslösen kann. Hingegen können sich höhere Festigkeits- und Verformungseigenschaften des Betons mit einem dichten Gefüge günstig auf die Grösse und Verteilung der Risse auswirken.

2.3.3 Einfluss der Umgebung

Wichtige Umgebungsfaktoren sind die Feuchtigkeit und die Temperatur. Hohe Feuchtigkeiten und hohe Temperaturen wirken als Katalysator für die AAR, indem die Reaktion beschleunigt wird. Daneben spielen bei diesen beiden Faktoren insbesondere deren Schwankungen eine wichtige Rolle. In der Praxis kann beobachtet werden, dass in Betonbauwerken, welche starken und häufigen klimatischen Schwankungen, z.B. Nass-Trocken-Wechsel, Frost-Tau-Wechsel, ausgesetzt sind, vermehrter Schäden auftreten als zum Beispiel bei Beton in weitgehend konstanten Umgebungsbedingungen, wie Tunnel. Auch Bauwerke im Bereich von Gewässern und in intensiven Nebelzonen weisen tendenziell häufiger AAR-bedingte Schäden auf.

Frosteinwirkung oder ein chemischer Angriff, z.B. Sulfatangriff, kann zu einer Zerstörung des Gefüges und zu einer Rissbildung führen. In diese «vorgeschädigten» Bereiche kann Wasser vermehrt eindringen und damit die betonschädigende AAR fördern.

Neben den Alkalien aus den Komponenten des Betons können zusätzlich noch Alkalien aus externen Quellen, wie Grundwasser, Bergwässern oder Taumittel (Streusalz), hinzukommen und damit die AAR beeinflussen. Der Einfluss von Streusalz auf die betonschädigende AAR ist in Fachkreisen jedoch umstritten [34–37]. Die überwiegende Meinung in Fachkreisen geht von einer Auswirkung auf die betonschädigende AAR aus [36, 37].

2.3.4 Einfluss des Bauwerks

Bauwerke, bei denen eine betonschädigende AAR auftreten kann, sind aufgrund der für die Schädigung erforderlichen Feuchtigkeitszufuhr in der Regel Aussenbauteile mit direktem Wasserkontakt wie Brücken, Wasserbauwerke oder Verkehrsflächen. Neben der Lage und Orientierung des Bauwerkes und der einzelnen Bauteile ist die Art der Konstruktion (z.B. Stahl-, Spannbeton sowie Bewehrungsgehalt und -anordnung) von Bedeutung. Bei massigen Bauteilen mit einer Bauteildicke >1,0 m ist der Feuchtigkeitsgehalt im Innern des Betons über die geplante Nutzungsdauer nahezu 100% und fördert damit die betonschädigende AAR.

2.4 Prüfverfahren

2.4.1 Allgemeines

Für die Überprüfung der Reaktivität von Gesteinskörnungen und von Betonen gibt es weltweit eine Reihe von Laborprüfungen. Es sind mehrere Prüfverfahren (mindestens 2) notwendig, um eine betonschädigende AAR sicher feststellen zu können. Eine Prüfmethode allein reicht in der Regel nicht aus. Bei vielen Prüfungen handelt es sich um beschleunigte Laborprüfungen. Die Beschleunigung wird durch die Erhöhung des pH-Wertes (Zugabe alkalischer Lösungen), durch eine Erhöhung der Temperatur oder durch ein Kombination von beidem erreicht. Die Schwierigkeit bei allen beschleunigten Laborprüfungen zur Bestimmung der Dauerhaftigkeit von Beton ist ihre Aussagekraft, respektive die Korrelation der Modellreaktion im Prüfverfahren mit dem Langzeitverhalten und den tatsächlich am Bauwerk ablaufenden Prozessen. Diese Korrelation ist im Detail noch nicht bekannt.

Das technische Komitee TC 191 der RILEM bereitet zur Zeit eine internationale Harmonisierung der Normen zur Prüfung der Reaktivität vor. Grundsätzlich können die Prüfungen in die folgende Kategorien unterteilt werden:

- petrographische Charakterisierung der Gesteinskörnung
- Bestimmung der lösliche Alkalien in der Gesteinskörnung
- Bestimmung des löslichen Siliciumdioxids (SiO_2) in der Gesteinskörnung
- beschleunigte Mörtelprüfungen (Reaktivität von Gesteinskörnungen)
- beschleunigte Betonprüfungen (Reaktivität von Betonen)

Die in der Schweiz angewandten Prüfverfahren sind Bestandteil der vorgeschlagenen Normen der RILEM.

2.4.2 Petrographie

Die petrographische Charakterisierung einer Gesteinskörnung stellt die erste Stufe der Charakterisierung in Bezug auf das Risiko einer AAR dar. Sie besteht in der Identifizierung und Quantifizierung der verschiedenen, als potentiell reaktiv geltenden Mineralien und Gesteinen.

2.4.3 Wasserlösliche Alkalien der Gesteinskörnung

Mit einer Heisswasserextraktion werden Alkalien aus der Gesteinskörnung gelöst [38]. Dies erlaubt eine Abschätzung, welche Menge an Alkalien in den Beton abgegeben werden kann. Allerdings weist das Porenwasser im Beton einen hohen pH-Wert auf, was die Löslichkeit der Alkalien verändert. Die Resultate der Heisswasserextraktion sind deshalb nur als grober Richtwert zu verstehen.

2.4.4 Lösliches Siliciumdioxid

Durch eine Behandlung der Gesteinskörnungen in Lösungen mit hohem pH-Wert und unter hohen Temperaturen wird die Menge an löslichem SiO_2 bestimmt. Damit soll eine Aussage über die potentielle Reaktivität ermöglicht werden. Weil die Menge an löslicher Kieselsäure nicht proportional zum Schädigungspotential ist [39] und nicht alle reaktiven Materialien erkannt werden können, besitzt diese Prüfung nur beschränkte Aussagekraft.

2.4.5 Mörtelprüfungen

Die NBRI-Prüfung des südafrikanischen SABS [40] bietet eine gute Grundlage zur Bestimmung der Reaktivität von Gesteinskörnungen. In leicht geänderter Form kommt sie als ASTM C 1260 in den USA zur Anwendung [41]. In der Schweiz wird die französische Mikrobar-Prüfung AFNOR P18-594 verwendet [42], welche eine gute Korrelation mit der NBRI-Prüfung aufweist (Korrelationskoeffizient R^2= 0,94) [43].

2.4.6 Betonprüfungen

Mit dem französischen AFNOR P18-454 [44] und dem amerikanischen ASTM C 1293 [45] lässt sich die Reaktivität von Betonen untersuchen. Der deutsche Nebelkammerversuch [46] findet bei einer anderen Exposition der Prüfkörper statt, weshalb das Auslaugen von Alkalien während der Prüfung ein erheblich grösseres Problem darstellt, als bei den beiden vorher erwähnten Verfahren. Eine Verlängerung der Messdauer hat allerdings auch zur Folge, dass die Gefahr für das Auslaugen von Alkalien während der Prüfung ansteigt und dadurch die Dehnung zum Stillstand kommen kann.

2.5 Zusammenfassung und offene Fragen

Die betonschädigende AAR spielt in der Schweiz im Vergleich zu anderen Schadensmechanismen, wie z.B. der Frost-Tausalz Einwirkung, bislang mit wenigen Ausnahmen keine bedeutende Rolle. Vereinzelte AAR-bedingte Schäden sind an unterschiedlichen Betonbauten bekannt geworden. Diese Schäden traten dabei meistens erst 20 bis 40 Jahre nach der Erstellung des Bauwerkes auf. In den vergangenen Jahren erhielt die Fragestellung zur betonschädigenden AAR beim Bau der beiden neuen Alpentransversalen eine erhöhte Aufmerksamkeit.

Die AAR läuft praktisch in jedem Beton ab. Alle Gesteinstypen reagieren mehr oder weniger mit den Alkalien in der Porenlösung des Betons, wenn die drei folgenden Bedingungen gleichzeitig erfüllt sind:

- ausreichend Feuchtigkeit
- hoher wirksamer Alkaligehalt der Porenlösung
- reaktive Gesteinskörnung hinsichtlich Alkalien

Die drei Bedingungen stellen ein notwendiges, aber kein hinreichendes Kriterium dar, dass ein AAR-Schaden entsteht. Die AAR kann erst zu einem Schaden führen, wenn die als Folge der AAR auftretenden Dehnungen Spannungen im Beton erzeugen und diese Spannungen grösser sind als die Zugfestigkeit des Betons. Die dabei entstehenden Schädigungen im Beton sind von einem fachkundigen Ingenieur zu beurteilen.

Die wichtigsten Einflussgrössen auf die betonschädigende AAR sind die Betonzusammensetzung, die Umgebung und das Bauwerk. Die detaillierte Beschreibung der einzelnen Einflussgrössen zeigt, wie komplex die betonschädigende AAR ist. Es zeigt sich, dass es keine universell einsetzbare Massnahmen wie zum Beispiel die Verwendung von alkaliarmen Zementen oder Zusatzstoffen (z.B. Flugasche und Silicastaub) gibt, um eine betonschädigende AAR nachhaltig zu verhindern. Entscheidend sind letztlich immer die regional für den Beton verfügbaren Rohstoffe und die Besonderheiten des Bauwerks. Zudem ist das Auftreten der betonschädigenden AAR nicht zwangsläufig mit einer eingeschränkten Gebrauchstauglichkeit des betroffenen Bauwerks verbunden.

Die in der Schweiz verwendeten Prüfverfahren, die Mikrobar-Prüfung zur Beurteilung der Reaktivität von Gesteinskörnungen und die Beton-Performance-Prüfung zur Beurteilung der Reaktivität von Beton, werden seit Jahren angewendet und sind, insbesondere als Eignungsprüfungssystem, im Rahmen der NEAT-Projekte eingesetzt worden. Ein Grossteil der Erfahrungen mit diesen Prüfungen besteht daher mit gebrochener Gesteinskörnung aus Ausbruchmaterial vom Tunnelbau.

Bezüglich des Wissenstandes über die betonschädigende AAR bestehen in der Schweiz noch wichtige Erkenntnislücken:

- Es fehlt eine systematische Untersuchung von Sanden und Kiesen bezüglich der Korrelation der Ergebnisse von Mikrobar- und Beton-Performance Prüfungen.
- Ebenso ist eine Korrelation der Ergebnisse der Beton-Performance-Prüfung mit dem wirksamen Alkaligehalt des verwendeten Betons noch offen.
- Im Weiteren muss auch die Korrelation zwischen den Ergebnissen der Beton-Performance-Prüfung und den Langzeiterfahrungen in situ – z.B. Aussenlagerung von Laborproben oder auftretende Schäden an Bauwerken – verbessert werden.

3.1 Materialien

3.1.1 Zemente

Die verwendeten Zemente sind in Abbildung 3.1 aufgeführt. Die untersuchten Betone wiesen Zementgehalte von 300 kg/m^3, 350 kg/m^3 oder 400 kg/m^3 auf. Detaillierte Informationen zu den verwendeten Zementen sind im Anhang A1 aufgeführt.

Zementart	Kurzbezeichnung	Festigkeitsklasse	Hersteller
Portlandzement	CEM I	42.5 N	a
Portlandkalksteinzement	CEM II/A-LL CEM II/A-LL	42.5 N 32.5 R	a b
Hochofenzement	CEM III/B CEM III/B	32.5 N 42.5 N	a c

Abb. 3.1: Zusammenstellung der verwendeten Zemente

3.1.2 Gesteinskörnungen

Die verwendeten Gesteinskörnungen sind in Abbildung 3.2 aufgeführt. Die Sieblinie der untersuchten Betone hatte die folgende Kornzusammensetzung: 0/4 mm (40%), 4/8 mm (6%), 8/16 mm (22%) und 16/25 mm (32%). Informationen zur Petrographie der verwendeten Gesteinskörnungen sind im Anhang A2 aufgeführt.

Art / Herkunft	Reaktivität gemäss Mikrobar-Prüfung	Hersteller
Mittelland	potentiell reaktiv PR	d
Voralpiner Raum	potentiell reaktiv PR	e

Abb. 3.2: Zusammenstellung der verwendeten Gesteinskörnungen

3.1.3 Zusatzstoffe

Die verwendeten Zusatzstoffe sind in Abbildung 3.3 aufgeführt. Dabei wurde kieselsäurereiche Flugasche mit einer Dosierung von 50 kg/m^3 und 100 kg/m^3 und Silicastaub mit einer Dosierung von 15 kg/m^3 und 30 kg/m^3 eingesetzt. Informationen zur Zusammensetzung der verwendeten Zusatzstoffe sind im Anhang A3 aufgeführt.

Zusatzstoff	Kurzbezeichnung	Hersteller
Kieselsäurereiche Flugasche	V	g
Silicastaub	D	f

Abb. 3.3: Zusammenstellung der verwendeten Zusatzstoffe

3.1.4 Zusatzmittel

Das verwendete Zusatzmittel ist in Abbildung 3.4 aufgeführt. Bei einigen Betonen wurde ein Fliessmittel zur Verbesserung der Verarbeitbarkeit eingesetzt. Die Dosierung betrug je nach Beton zwischen 0,6–1,0 M.-%, bezogen auf das Zementgewicht. Informationen zum Alkaligehalt des verwendeten Fliessmittels sind im Anhang A4 aufgeführt.

Zusatzmittel	Kurzbezeichnung	Hersteller
Fliessmittel	FM-VZ	f

Abb. 3.4: Zusammenstellung des verwendeten Zusatzmittels

3.1.5 Betone

Insgesamt wurden 46 Betone mit zwei unterschiedlichen Gesteinskörnungen hergestellt, bei denen die Zementart und -menge und die Art und Menge der Zusatzstoffe systematisch variiert wurden. Dabei wurden Betone mit w/z-Werten von 0,45, 0,50 und 0,55 untersucht. Detaillierte Angaben zu den Betonzusammensetzungen sind im Anhang A5 aufgeführt.

3.2 Methoden

3.2.1 Allgemeines

Im Rahmen der Untersuchungen wurden für die Prüfung der Reaktivität von Gesteinskörnung die Mikrobar-Prüfung, für die Prüfung der Reaktivität von Beton die Beton-Performance-Prüfung und zur Bestimmung des Alkaligehaltes des Zementes eine Prüf- und eine Berechnungsmethode eingesetzt.

3.2.2 Mikrobar-Prüfung

Die Reaktivität der Gesteinskörnung wurde nach AFNOR P18-594 [42] bestimmt. Es handelt sich um ein Schnelltestverfahren mit einer Dauer von 5 Tagen. Die Prüfung wurde für die Schweiz validiert [47]. Die Überprüfung (Korrelation von realen Schadensfällen) erfolgte anhand 21 alpiner Gesteinskörnungsproben, welche aus 45 bis 73 Jahre alten Betonen auf der wasserberührten Seite von Staudämmen entnommen worden sind. Die Validierung bestand darin, zu ergründen, ob die Reaktivität bzw. Nicht-Reaktivität der Gesteinskörnung mittels Mikrobar-Prüfung mit dem Vorhandensein bzw. Nicht-Vorhandensein von signifikanten Schäden infolge einer AAR bei den Betonen übereinstimmt.

Die Ergebnisse der Mikrobar-Prüfung stimmten in allen Fällen mit dem Schadensbild einer AAR an den Bauwerken überein. Es wurde ein Grenzwert der Mikrobar-Prüfung von 0,11% (=1,1 mm/m) definiert, mit welchem die potentiell reaktive von der nicht reaktiven Gesteinskörnung unterschieden werden kann.

Durchführung
Bei der Prüfung werden für eine Testserie drei Mörtelprismen (1 × 1 × 4 cm) mit einer definierten Sieblinie hergestellt. Die zu untersuchende Gesteinskörnung wird vorgängig gebrochen und zerkleinert. Zur Herstellung der Prismen wird Sand mit der Korngrösse 0,16–0,63 mm ausgesiebt und verwendet. Der verwendete Referenz-Zement wird bis zu einem Na_2O-Äquivalent von 1,5 M.-% mit Natronlauge (NaOH) angereichert. Die Prismen werden mit drei Massenverhältnissen Zement zu Gesteinskörnung von 2, 5 und 10 hergestellt und anschliessend für 24 Stunden im Feuchtraum gelagert. Nach dem Ausschalen erfolgt die Nullmessung, gefolgt von einer Dampfbehandlung während 4 Stunden. Danach erfolgt eine Nachbehandlung im alkalischen Milieu und im Autoklaven bei 150 °C für 6 Stunden. Nach Abschluss der Behandlung werden die Dehnungen der Prismen bestimmt und als Mittelwert der Dehnung pro Massenverhältnis Zement/Gesteinskörnung angegeben.

Beurteilung der Reaktivität
Die Beurteilung des Versuches erfolgt gemäss AFNOR P 18-542 [52] und erlaubt aufgrund der Dehnung (Abbildung 3.5) eine Klassierung von Gesteinskörnungen als

- nicht reaktiv (NR),
- potentiell reaktiv (PR) und
- potentiell reaktiv mit Pessimum (PRP).

Klassierung als NR: bei allen Massenverhältnissen Zement/Gesteinskörnung sind die Mittelwerte der Dehnung < 0,11% (=1,1 mm/m).

Klassierung als PR: Ist einer der drei Mittelwerte der Dehnung ≥ 0,11%, wird die Gesteinskörnung als potentiell reaktiv klassiert. Dehnungen zwischen 0,10% und 0,11% stellen einen Grenzfall dar und müssen separat betrachtet werden.

Klassierung als PRP: Ist der Mittelwert der Dehnung beim Massenverhältnis der Zement/Gesteinskörnung von 2 unterhalb den Mittelwerten der Dehnung beim Massenverhältnis 5 oder 10 und ist die Dehnung ≥ 0,11%, wird die Gesteinskörnung als potentiell reaktiv mit Pessimum klassiert. Dies ist z. B. der Fall bei Gesteinskörnungen, die mehr als 50% Silex oder 3% Opal enthalten. Dies bedeutet, dass diese Gesteinstypen sich nur dann reaktiv verhalten, wenn sie in einer bestimmten Menge im Körnungsgemisch des Betons vorkommen.

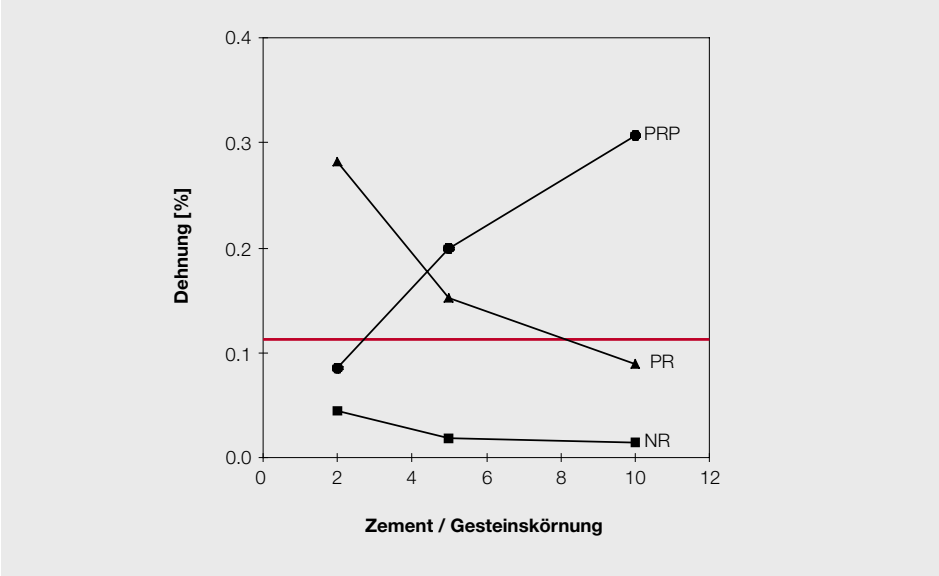

Abb. 3.5: Dehnung von Mörtelprismen mit NR-, PR-, PRP-Gesteinskörnungen in Abhängigkeit vom Massenverhältnis Zement/Gesteinskörnung

3.2.3 Beton-Performance-Prüfung

Die Reaktivität von Betonen wurde nach AFNOR P18-454 [44] bestimmt. Obwohl es sich um ein beschleunigtes Verfahren handelt, gilt es wegen der Prüfdauer von 5, bzw. 12 Monaten als Langzeitprüfung. Das Verfahren soll die direkte Überprüfung einer realen Betonzusammensetzung eines Bauwerksbetons auf Reaktivität ermöglichen, um insbesondere die Komponenten des Betons und die Massenverhältnisse zu überprüfen. Die Beton-Performance-Prüfung ist mit Schäden am Bauwerk in Frankreich nicht aber in der Schweiz validiert worden. In der Schweiz wurde die Prüfung vor allem im Rahmen von Grossprojekten, wie z.B. Alptransit [6], in den letzten Jahren eingesetzt. Damit stehen eine Reihe von Ergebnissen früherer Untersuchungen zur Verfügung.

Durchführung
Die Reaktivität von Betonen wird anhand von Betonprismen mit den Abmessungen 7 × 7 × 28 cm bestimmt. Eine Testserie umfasst 3 Probekörper. Die Betonzusammensetzung für die Probekörper muss mit derjenigen des Bauwerksbetons identisch sein. Ausnahmen werden für die Gesteinskörnung und allfällige Zusatzmittel zugelassen. Für die Gesteinskörnung wird ein Grösstkorn von höchstens 20 mm verwendet; Luftporenmittel und Beschleuniger werden nicht eingesetzt. Um die Schwankungen des Alkaligehaltes im Beton zu berücksichtigen, wird die Gesamtmenge der wirksamen Alkalien der Betonproben durch die Zugabe von Natronlauge (NaOH) so angepasst, dass sie für die grösstmögliche, im Bauwerksbeton auftretende Menge repräsentativ ist. Diese Anpassung erfolgt ohne Veränderung des w/z-Wertes.

Nach dem Ausschalen wird die Länge der Probekörper gemessen (Nullmessung). Anschliessend werden die Probekörper bei 100%-ig relativer Luftfeuchtigkeit und einer Temperatur von 60 °C gelagert. Bis zum Ende der Prüfung werden die Dehnungen regelmässig bestimmt und zu definierten Zeiten als Mittelwert der Dehnung angegeben.

Abweichungen von der Normprüfung
In den eigenen Versuchen wird der Alkaligehalt der Betone nicht durch die Zugabe von Natronlauge angehoben. Die eigenen Versuche haben zum Ziel, mit Hilfe einer Parameterstudie die wichtigsten Einflussgrössen zu definieren. Dabei soll einerseits sichergestellt werden, dass die Resultate nicht durch andere Alkalienträger als die eingesetzten Zemente verfälscht und andererseits ausgeschlossen werden, dass der Hydratationsprozess während der ersten Stunden nach der Betonherstellung beeinflusst wird.

Beurteilung der Reaktivität
Die Beurteilung der Reaktivität erfolgt gemäss AFNOR P18-456 [53]. Der Grenzwert für die Dehnung ist abhängig von den verwendeten Zementen und gegebenenfalls eingesetzten Zusatzstoffen im Bauwerksbeton. Die Prüfung gilt als erfüllt, wenn folgende Grenzwerte erreicht werden:

- Für Zemente:
  Mittelwert der Dehnung nach 5 Monaten (20 Wochen) < 0,02% (= 0,2 mm/m) und Summe der drei Einzelwertzunahmen nach 3, 4 und 5 Monaten < 0,01% und zwei dieser drei Einzelwertzunahmen < 0,0025% oder Mittelwert der Dehnung nach 12 Monaten < 0,03%.
- Für Zemente mit puzzolanischen Zusatzstoffen (z.B. Flugasche und Silicastaub): zusätzlich Mittelwert der Dehnung nach 12 Monaten < 0,03% (= 0,3 mm/m).

Bemerkungen
Nicht reaktive Betone können unter Umständen potentiell reaktiv klassierte Gesteinskörnungen enthalten.

3.2.4 Alkaligehalt des Zementes

Der Gesamtalkaligehalt der Zemente wurde nach SN EN 196-21 [54] bestimmt. Zusätzlich wurde der wirksame Alkaligehalt des Zementes gemäss AFNOR P18-454 [44] berechnet. Im normativen Anhang A wird ein Berechnungsverfahren (Methode A1) beschrieben, mit welchem aus dem Gesamtalkaligehalt der einzelnen Bestandteile eines Zementes der wirksame Alkaligehalt eines Zementes ermittelt werden kann.

Für die Berechnung muss zuerst die Gesamtmenge der Alkalien (Na_2O und K_2O) für jeden Bestandteil des Zementes experimentell bestimmt werden. Der Gesamtalkaligehalt des Zementes A_Z wird als Na_2O-Äquivalent angeben. Es gilt:

$$A_i(\text{total}) = \%\ Na_2O(\text{total}) + 0{,}658\%\ K_2O(\text{total}) \quad (1)$$

Der wirksame Alkaligehalt $A_{wirk.}$ eines Zementes wird nach AFNOR wie folgt berechnet:

- für Klinker $A_{K,wirk.} = 1{,}00 \cdot A_K$ (2)
- für Hochofenschlacke $A_{S,wirk.} = 0{,}50 \cdot A_S$ (3)
- für Silicastaub $A_{D,wirk.} = 1{,}00 \cdot A_D$ (4)
- für Kalkstein $A_{LL,wirk.} = 0{,}50 \cdot A_{LL}$ (5)
- für kieselsäurereiche Flugasche $A_{V,wirk.} = 0{,}17 \cdot A_V$ (6)
- für Gips $A_{G,wirk.} = 1{,}00 \cdot A_G$ (7)

$$A_{Z,wirk.} = (1\text{-}G)\ (K \cdot A_{K,wirk.} + S \cdot A_{S,wirk.} + D \cdot A_{D,wirk.} + LL \cdot A_{LL,wirk.} + V \cdot A_{V,wirk.}) + G \cdot A_{G,wirk.} \quad (8)$$

Bemerkungen

Die Berechnung des wirksamen Alkaligehaltes gemäss AFNOR P18-454 [41] wurde gewählt, weil sowohl Durchführung als auch Beurteilung der experimentellen Untersuchungen zur Reaktivität der Gesteinskörnung und des Betons mit den französischen Prüfmethoden durchgeführt wurden. Die Anwendung anderer Berechnungsmethoden ist jedoch grundsätzlich möglich.

4.1 Eigene Versuche

4.1.1 Ergebnisse zur Reaktivität der Gesteinskörnung

In Abbildung 4.1 sind die Ergebnisse der Mikrobar-Prüfung für die ausgewählten Gesteinskörnungen, getrennt nach den in den Betonprüfungen verwendeten Kornfraktionen, aufgeführt. Es zeigt sich, dass die Dehnungen bei der Gesteinskörnung «d» von 0,286% bis 0,334% und bei der Gesteinskörnung «e» von 0,125% bis 0,174% betragen. Die Dehnungen der Gesteinskörnung «d» sind unabhängig von der Kornfraktion mindestens um den Faktor 2 höher als die Dehnungen der Gesteinskörnung «e». Ebenso sind die Dehnungen der Kornfraktion 0/4 mm unabhängig von den beiden untersuchten Gesteinskörnungen geringer als die Dehnungen der anderen Kornfraktionen. Beide Gesteinskörnungen werden als potentiell reaktiv eingestuft.

Bezeichnung	Kornfraktion	Dehnung [%]	Mittelwert der Dehnung [%]	Klassierung
d	0/4 mm 4/8 mm 8/16 mm 16/32 mm	0.286 0.304 0.334 0.325	0.310	PR
e	0/4 mm 4/8 mm 8/16 mm 16/32 mm	0.125 0.174 0.157 0.138	0.150	PR

Abb. 4.1: Zusammenstellung der Ergebnisse der Mikrobar-Prüfung

4.1.2 Ergebnisse zur Reaktivität von Beton

Im Anhang A6 sind die Ergebnisse der Beton-Performance-Prüfung für die ausgewählten Betone bei 20 Wochen Versuchsdauer aufgeführt. Es zeigt sich, dass die Dehnungen nach 20 Wochen der untersuchten Betone zwischen –0,0101% und +0,0212% liegen. Dabei weisen mit Ausnahme des Betons Nr. 5 alle anderen Betone unabhängig von der verwendeten Gesteinskörnung Dehnungen nach 20 Wochen unterhalb des Grenzwertes von 0,02% auf.

Im Folgenden wird der Einfluss von Zementen, Gesteinskörnungen und Zusatzstoffen auf die Dehnung nach 20 Wochen detailliert betrachtet.

4.1.2.1 Einfluss des Zementes

In Abbildung 4.2 ist die Dehnung nach 20 Wochen in Abhängigkeit vom Zementgehalt für Betone mit der Gesteinskörnung «e» und mit unterschiedlichen Zementarten – CEM I, CEM II/A-LL und CEM III/B – graphisch dargestellt. Zusätzlich ist mit einer roten Linie die Grenzwert-Dehnung von 0,02% eingezeichnet. Es zeigt sich, dass die Dehnung für den Beton mit Zement CEM I leicht höher ist als diejenigen für die Betone mit CEM II/A-LL. Bei beiden Betonen steigen die Dehnungen mit zunehmendem Zementgehalt und mit gleichzeitig verringertem w/z-Wert an. Beim Beton mit CEM I wird bei einem Zementgehalt von 400 kg/m^3 die Grenzwert-Dehnung von 0,02% überschritten. Die beiden Betone mit CEM II/A-LL weisen unabhängig vom Hersteller des Zementes annähernd die gleichen Dehnungen bei allen untersuchten Zementgehalten auf. Die Betone mit CEM III/B zeigen unabhängig vom Hersteller des Zementes ein ähnliches Verhalten und weisen im Vergleich zu den Betonen mit den anderen Zementarten die geringsten Dehnungen auf. Die Dehnungen sind unabhängig vom Zementgehalt negativ, d.h. die Betone expandieren nicht, sondern schwinden. Das Schwindmass steigt dabei mit zunehmendem Zementgehalt.

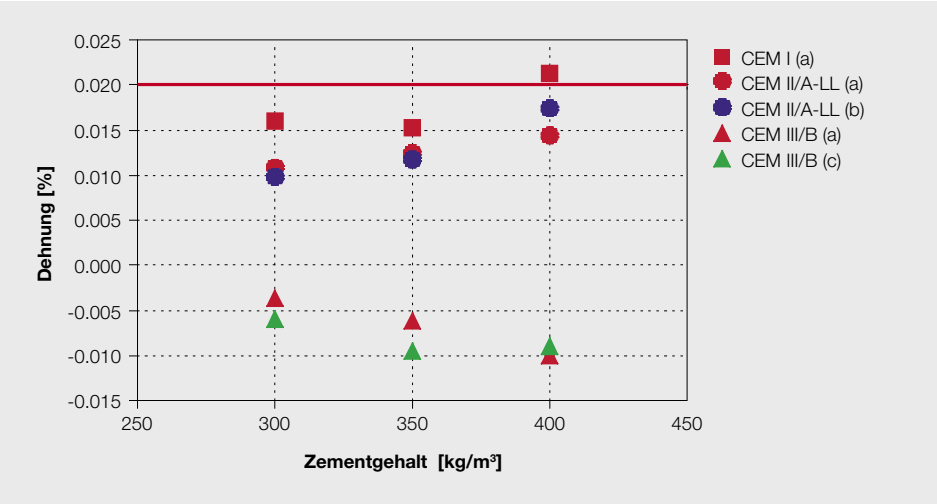

Abb. 4.2: Dehnung nach 20 Wochen in Abhängigkeit vom Zementgehalt für Betone mit Gesteinskörnung «e» und mit unterschiedlichen Zementen

4.1.2.2 Einfluss der Gesteinskörnung

In Abbildung 4.3 ist die Dehnung nach 20 Wochen in Abhängigkeit vom Zementgehalt für Betone mit CEM II/A-LL und mit den Gesteinskörnungen «d» und «e» graphisch dargestellt. Zusätzlich ist mit einer roten Linie die Grenzwert-Dehnung von 0,02% eingezeichnet. Es zeigt sich, dass die Dehnungen für die Betone mit der Gesteinskörnung «e» unabhängig vom Zementgehalt grösser sind als die Dehnungen der Betone mit der Gesteinskörnung «d». Dabei nehmen die Dehnungen der Betone mit der Gesteinskörnung «e» mit zunehmendem Zementgehalt zu. Bei den Betonen mit der Gesteinskörnung «d» bleiben die Dehnungen unabhängig vom Zementgehalt annähernd auf demselben Niveau konstant.

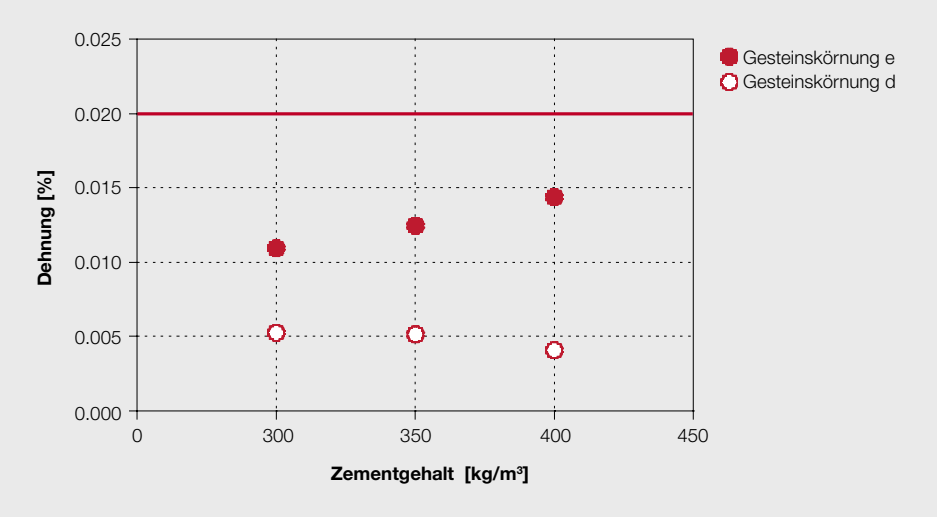

Abb. 4.3: Dehnung nach 20 Wochen in Abhängigkeit vom Zementgehalt für Betone mit CEM II/A-LL und mit unterschiedlichen Gesteinskörnungen «d» und «e»

4.1.2.3 Einfluss von Zusatzstoffen

In Abbildung 4.4 ist die Dehnung nach 20 Wochen in Abhängigkeit vom Gehalt an Zement und Zusatzstoff für Betone mit der Gesteinskörnung «e» und für die Zementarten CEM I und CEM II/A-LL und die Zusatzstoffe, kieselsäurereiche Flugasche und Silicastaub, graphisch dargestellt. Der Zementgehalt beträgt beim Zement CEM I 300 kg/m³ für die Kombination mit Flugasche, 350 kg/m³ für die Kombination mit Silicastaub und beim Zement CEM II/A-LL 350 kg/m³. Der Gehalt an kieselsäurereicher Flugasche wird in den Stufen 0, 50 und 100 kg/m³ und der Gehalt an Silicastaub in den Stufen 0, 15 und 30 kg/m³ variiert. Zusätzlich ist mit einer roten Linie die Grenzwert-Dehnung von 0,02% eingezeichnet. Es zeigt sich, dass mit zunehmender Menge von Zusatzstoffen unabhängig von der Art des Zusatzstoffes und der Zementart die Dehnung der untersuchten Betone abnimmt. Um die gleiche Reduktion der Dehnung zu erreichen, ist bei der hier verwendeten kieselsäurereichen Flugasche eine etwa dreifach höhere Menge nötig als beim Silicastaub.

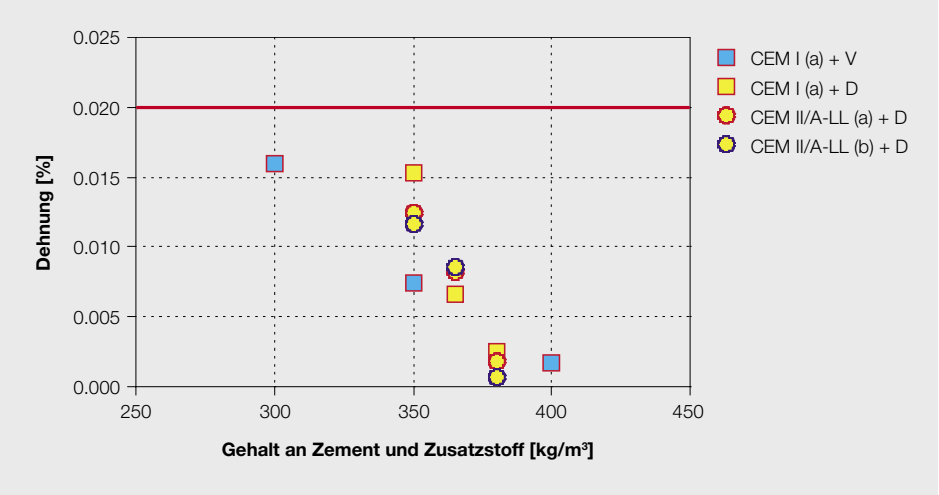

Abb. 4.4: Dehnung nach 20 Wochen in Abhängigkeit vom Zusatzstoffgehalt für Betone mit Gesteinskörnung «e» und mit unterschiedlichen Zementen und Zusatzstoffen

4.1.2.4 Zeitlicher Verlauf der Dehnung

In Abbildung 4.5 ist die Dehnung in Abhängigkeit von der Zeit für Betone mit der Gesteinskörnung «e» und unterschiedlichen Zementarten – CEM I, CEM II/A-LL, CEM III/B – und mit unterschiedlichen Zusatzstoffen, kieselsäurereiche Flugasche und Silicastaub, graphisch dargestellt. Der Zementgehalt beträgt bei allen Zementen 300 kg/m³, nur bei der Kombination mit Silicastaub wird ein Zementgehalt von 350 kg/m³ verwendet. Der Gehalt an kieselsäurereicher Flugasche beträgt 100 kg/m³ und der Gehalt an Silicastaub 30 kg/m³. Zusätzlich ist mit einer roten Linie die Grenzwert-Dehnung von 0,02% eingezeichnet. Es zeigt sich, dass der zeitliche Verlauf der Dehnung von der Zement- und Zusatzstoffart abhängig ist. Dabei nehmen die Dehnungen der Betone mit CEM I und CEM II/A-LL annähernd linear mit der Zeit zu. Nach einem leichten Schwinden in den ersten vier Wochen beginnt der Beton mit Silicastaub auf niedrigem Niveau zu expandieren. Sowohl der Beton mit CEM III/B als auch der Beton mit kieselsäurereicher Flugasche schwinden in den ersten vier Wochen stärker als der Beton mit Silicastaub. Während der Beton mit CEM III/B mit zunehmender Zeit keine Veränderung in der Dehnung zeigt, nimmt die Dehnung des Betons mit kieselsäurereicher Flugasche mit der Zeit stetig zu.

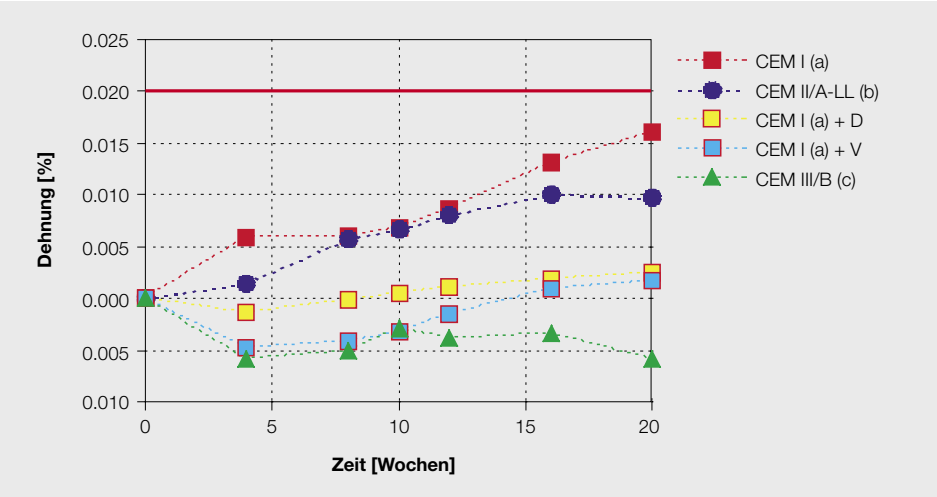

Abb. 4.5: Dehnung in Abhängigkeit von der Zeit für Betone mit Gesteinskörnung «e» und mit unterschiedlichen Zementen und Zusatzstoffen.

4.1.2.5 Gegenüberstellung der Ergebnisse der Mikrobar-Prüfung und der Beton-Performance-Prüfung

In Abbildung 4.6 ist beispielhaft die Dehnung nach 20 Wochen aus der Beton-Performance-Prüfung in Abhängigkeit von der Dehnung aus der Mikrobar-Prüfung für Betone mit CEM I und CEM II /A-LL und mit die beiden Gesteinskörnungen «d» und «e» graphisch dargestellt. Zusätzlich ist mit einer horizontalen, roten Linie die Grenzwert-Dehnung von 0,02% für die Beton-Performance-Prüfung und mit einer vertikalen, roten Linie die Grenzwert-Dehnung von 0,11% die Mikrobar-Prüfung eingezeichnet. Es zeigt sich ein widersprüchliches Verhalten, indem bei der potentiell reaktiveren Gesteinskörnung «d» (Mittelwert der Dehnung in der Mikrobar-Prüfung: 0,310%) geringere Dehnungen im Beton-Performance-Test festgestellt werden als für die identischen Betone mit der Gesteinskörnung «e» (Mittelwert der Dehnung in der Mikrobar-Prüfung: 0,150%).

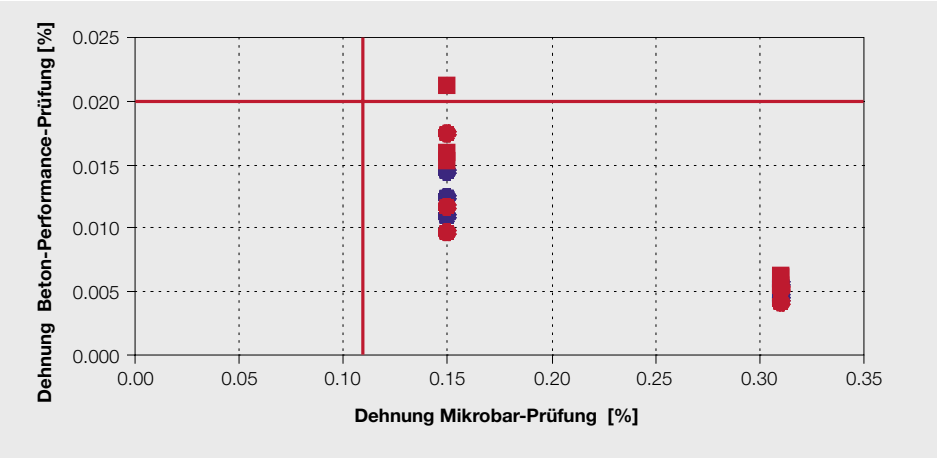

Abb. 4.6: Dehnung nach 20 Wochen der Beton-Performance-Prüfung in Abhängigkeit von der Dehnung der Mikrobar-Prüfung für Betone mit Zement CEM I und CEM II /A-LL und mit den Gesteinskörnungen «d» und «e»

4.1.3 Ergebnisse zum Alkaligehalt des Zementes

In Abbildung 4.7 sind die Ergebnisse zum Alkaligehalt, getrennt nach Gesamtalkaligehalt und wirksamen Alkaligehalt, für die eingesetzten Zemente aufgeführt.

Für den Portlandzement CEM I wird der höchste Gesamtalkaligehalt mit einem Na_2O-Äquivalent von 0,90 M.-% und der höchste wirksame Alkaligehalt mit einem Na_2O-Äquivalent von 0,87 M.-% bestimmt. Die beiden Portlandkalksteinzemente liegen sowohl für den Gesamtalkaligehalt als auch für den wirksamen Alkaligehalt um 12 bis 19% geringer im Vergleich zum Zement CEM I. Bei den Hochofenzementen CEM III/B zeigt sich ein unterschiedliches Ergebnis. Bei CEM III/B des Herstellers «c» ist der Gesamtalkaligehalt um 29% und der wirksame Alkaligehalt um 46% im Vergleich zum CEM I geringer. Beim CEM III/B des Herstellers «a» ist der Gesamtalkaligehalt 17% höher, der wirksame Alkaligehalt jedoch 27% geringer im Vergleich zum CEM I.

Zementart	CEM I	CEM II/A-LL	CEM II/A-LL	CEM III/B	CEM III/B
Hersteller	a	a	b	a	c
Gesamtalkaligehalt Na_2O-Äquivalent [M.-%] SN EN 196-21 [54]	0.90	0.79	0.73	1.06	0.64
wirksamer Alkaligehalt Na_2O-Äquivalent [M.-%] AFNOR P18-454 [44]	0.87	0.77	0.73	0.64	0.47

Abb. 4.7: Zusammenstellung der Ergebnisse zum Alkaligehalt

4.2 Daten aus der Praxis

4.2.1 Ergebnisse zur Reaktivität der Gesteinskörnung

In der Schweiz gibt es etwa 300 Abbaugebiete für Gesteinskörnungen, die mehr als 10 000 m^3 Material pro Jahr gewinnen. Von 79 Abbaugebieten sind Ergebnisse zur Reaktivität der Gesteinskörnung mit Hilfe einer Mikrobar-Prüfung verfügbar. Die vorhandenen Ergebnisse decken somit etwa einen Viertel der Produktionsstandorte ab. Die Dehnungen sind zwischen 0,089% bis 0,351%. Bei rund 85% der untersuchten 79 Abbaugebiete wird die Gesteinskörnung als potentiell reaktiv klassiert. Rund 85% der Daten stammen aus dem Zone westlich der Linie Zurzach–Zürich–Altdorf–Lugano. Aus der Ostschweiz liegen nur vereinzelte Ergebnisse vor. Je nach Gebiet lassen sich aber unterschiedliche Verteilungen zwischen potentiell reaktiven und nicht reaktiven Abbaugebieten erkennen. Ein Teil der detaillierten Angaben über die in verschiedenen Betonen verwendeten Gesteinskörnungen ist im Anhang A.7 aufgeführt.

4.2.2 Ergebnisse zur Reaktivität des Betons

Insgesamt sind 93 Ergebnisse von Beton-Performance-Prüfungen verfügbar. Davon wurden 60% der Prüfungen mit gebrochener Gesteinskörnung für grosse Projekte, wie z.B. die NEAT, durchgeführt. Es zeigt sich, dass bei den restlichen 40% der Prüfungen mit mehrheitlich gerundeter Gesteinskörnung (Alluvialkies) ca. 75% der geprüften Betone die Dehnung nach 20 Wochen unter dem Grenzwert von 0,02% (= 0,2 mm/m) liegen. Detaillierte Angaben über die einzelnen Betone sind im Anhang A.7 aufgeführt.

Die Einflüsse von Zementart und -menge sowie Art und Menge von Zusatzstoffen auf die Reaktivität von Beton lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Betone aus Portlandzement CEM I weisen in Abhängigkeit vom Zementgehalt tendenziell die grössten Dehnungen auf. Aufgrund des geringeren Zementklinkergehaltes beim Portlandkalksteinzement CEM II/A-LL weisen diese Betone im Vergleich zu denjenigen mit CEM I etwas geringere Dehnungen auf. Die über dem Grenzwert liegenden Dehnungen stammen von Betonen mit Gesteinskörnungen aus dem südalpinen Raum. Dagegen weisen Betone mit Hochofenzementen CEM III/B die geringsten Dehnungen auf.
- Bei den Betonen mit Zusatzstoffen zeigt sich ein unterschiedliches Verhalten. Betone mit Zement CEM I und Silicastaub weisen die tiefsten Dehnungen auf. Betone mit Zement CEM I und Flugasche haben dagegen höhere Dehnungen. Bei einzelnen Betonen mit Flugasche liegt die Dehnung nach 20 Wochen sogar über dem Grenzwert (vgl. Betone Nr. 108, 135).

4.2.3 Gegenüberstellung der Ergebnisse der Mikrobar-Prüfung und der Beton-Performance-Prüfung

Im Folgenden wird eine Gegenüberstellung von Resultaten aus der Praxis für Gesteinskörnungen, an denen sowohl eine Mikrobar-Prüfung als auch eine Beton-Performance-Prüfung durchgeführt wurde, vorgenommen. In Abbildung 4.8 ist die Dehnung nach 20 Wochen aus der Beton-Performance-Prüfung in Abhängigkeit von der Dehnung aus der Mikrobar-Prüfung graphisch dargestellt. Zusätzlich ist mit einer horizontalen, roten Linie die Grenzwert-Dehnung von 0,02% für die Beton-Performance-Prüfung und mit einer vertikalen, roten Linie die Grenzwert-Dehnung von 0,11% die Mikrobar-Prüfung eingezeichnet. Bei den Ergebnissen der Mikrobar-Prüfung wird die Fraktion einer Gesteinskörnung mit der grössten Dehnung ausgewählt. In der Regel sind dies die Ergebnisse der Fraktion 8/16 mm.

Es zeigt sich, dass keine erkennbare Korrelation zwischen den Ergebnissen der Mikrobar-Prüfung und der Beton-Performance-Prüfung besteht. Aus Abbildung 4.8 geht weiter hervor, dass eine Gesteinskörnung (rotes Kreuz) gemäss der Mikrobar-Prüfung als nicht reaktiv gilt, obwohl der Beton mit dieser Gesteinskörnung in der Beton-Performance-Prüfung eine Dehnung von 0,0227% aufweist und damit über dem Grenzwert liegt. Der Grund hierzu liegt in der nachgewiesen schlechten Qualität der eingesetzten Flugasche, welche zu einem ungenügenden AAR-Widerstand des Betons führte [6]. Ansonsten erfüllen sämtliche Betone mit Gesteinskörnungen welche als nicht reaktiv gelten, die Anforderungen der Beton-Performance-Prüfung.

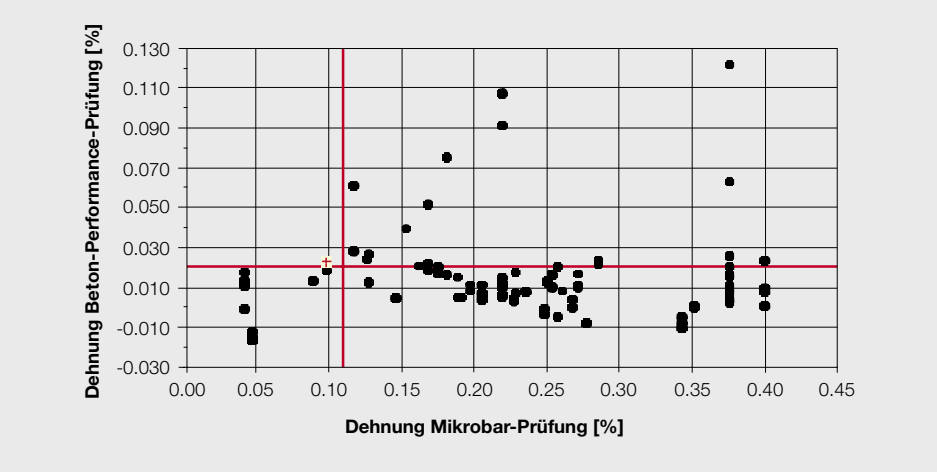

Abb. 4.8: Dehnung nach 20 Wochen der Beton-Performance-Prüfung in Abhängigkeit von der Dehnung der Mikrobar-Prüfung.

5. Diskussion der Ergebnisse

5.1 Zusammenhang zwischen der Reaktivität der Gesteinskörnung und der Reaktivität des Betons

Bei der Bewertung der Ergebnisse zur Reaktivität der Gesteinskörnung und zur Reaktivität des Betons werden die eigenen Ergebnisse und die Daten aus der Praxis zusammenfassend betrachtet.

5.1.1 Bewertung der Ergebnisse zur Reaktivität der Gesteinskörnung

Die Ergebnisse der Mikrobar-Prüfung zeigen, dass die groben Gesteinskörnungen (> 4 mm) tendenziell höhere Dehnungen haben als die feinen Gesteinskörnungen (< 4 mm). Der Grund hierfür liegt im Prüfverfahren: Die groben Gesteinskörnungen werden während der Aufbereitung für die Prüfung gebrochen, was wegen der neu entstehenden Oberflächen zu einer Zunahme der Reaktivität führt. Wird für die Reaktivität des Betons nur die Gesteinskörnung als Einflussgrösse betrachtet, ist jedoch aufgrund der hohen spezifischen Oberfläche die Reaktivität der Sandfraktion im Vergleich zu den anderen Kornfaktionen massgebend.

Die Ergebnisse zur Reaktivität der Gesteinskörnung werden nachfolgend im Zusammenhang mit den petrographischen Gegebenheiten der Schweiz betrachtet. Vereinfachend lassen sich die über 300 Abbaugebiete in der Schweiz in fünf geologische Hauptgebiete zusammenfassen (Abb. 5.1):

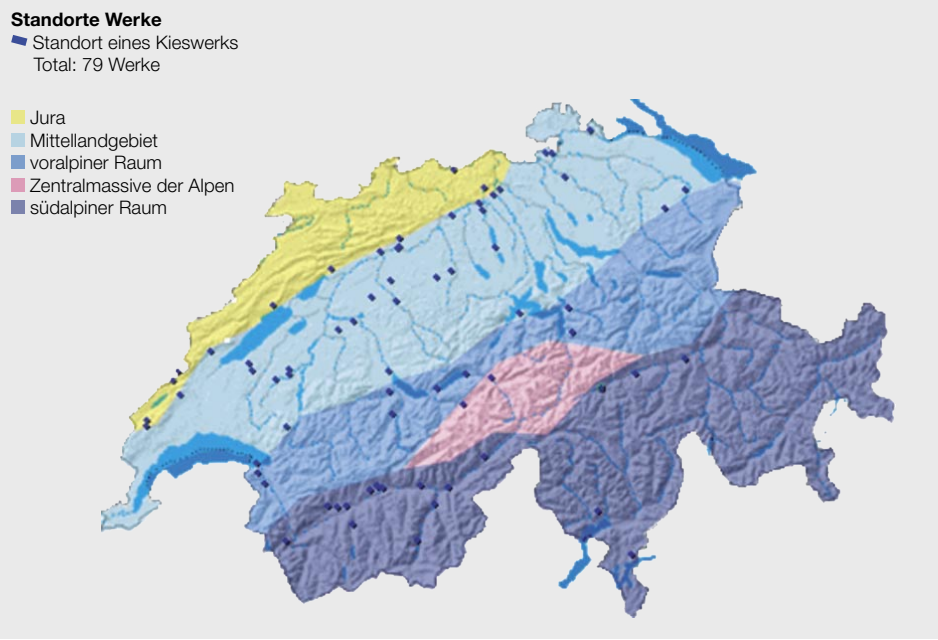

Abb. 5.1: Abbaugebiete in der Schweiz mit Ergebnissen zur Reaktivität der Gesteinskörnung und regionale Aufteilung in fünf geographische Hauptgebiete

Der Jura besteht aus hellen Kalken, welche in der Regel einen kleinen Quarzanteil aufweisen. Aus diesem Grund befinden sich in diesem Gebiet einige kleinere Abbaugebiete, die als nicht reaktiv gelten.

Im Mittellandgebiet liegen die Abbaugebiete mehrheitlich in Bereichen von hochwertigen Alluvialkiesen, fluvioglazialen Ablagerungen im vergletscherten Bereich und in Moränen. Die petrographische Zusammensetzung dieser Gesteinskörnungen ist sehr heterogen. Sie bestehen hauptsächlich aus Sandsteinen, Kalken, Kieselkalken, kristallinen Gesteinen und Quarziten. Nach den Ergebnissen der Mikrobar-Prüfung werden die Gesteinskörnungen im Mittelland vorwiegend als potentiell reaktive Gesteinskörnungen eingestuft. Dieser Befund deckt sich jedoch nicht mit den Schädigungen an Bauwerken, die Merkmale einer Alkalireaktion aufweisen.

Der voralpine Raum weist Sedimente der Voralpen (metamorphe Sedimente der Préalpes Romandes sowie Sedimente des Helvetikums) auf. Die Abbaugebiete in diesem Raum sind mannigfaltig. Dazu gehören Flussablagerungen in Seen, Gehänge und Bergsturzschutt und Ablagerungen in fluvioglazialen und glazialen Bereichen. Ausser einem einzigen Abbaugebiet gelten alle untersuchten Standorte im Gebiet des voralpinen Raums als potentiell reaktiv. Die grossen petrographischen Varietäten der einzelnen Abbaugebiete widerspiegeln sich auch in der grossen Streubreite der Dehnungen in der Mikrobar-Prüfung.

Die Zentralmassive der Alpen bestehen mehrheitlich aus kristallinen Gesteinen (vorwiegend Granite und Gneise). Die Abbaugebiete, welche mehrheitlich aus Graniten bestehen, gelten in der Regel als nicht reaktiv.

Der südalpine Raum umfasst die grössten Teile der Kantone Wallis, Tessin und Graubünden. Aus geologischer Sicht befindet sich dieses Hauptgebiet in den Sedimenten und im Kristallin des Penninikums, des Ostalpins und der Südalpen. Die wichtigen Kiesabbaustellen im Wallis und in Graubünden liegen in den Haupt- und Seitentälern der Rhone, des Vorderrheins, des Churer Rheintals und des Engadins. Zudem steht an vielen Orten Bergsturz- und Hangschuttmaterial als Rohstoff zur Verfügung. Die petrographische Zusammensetzung der Gesteinskörnungen aus dieser Zone ist sehr vielfältig. Der kristalline Anteil (Gneise, Granite, Glimmerschiefer, Ophiolite, usw.) überwiegt den Anteil an Sedimenten (Kalke, Sandsteine, Marmor, Dolomit, usw.). Die Produktion von Sand und Kies im Tessin stützt sich neben der Gewinnung von Flussgeschiebe auch auf Bergsturz- und Murgangmaterial. Die grossen Unterschiede in der Geröllzusammensetzung lassen sich auch in den weit streuenden Dehnungen der Mikrobar-Prüfung erkennen. Rund 30% der geprüften Produktionsstandorte im Gebiet des Wallis gelten als nicht reaktiv. Der Grund hierfür ist der überwiegende Anteil an nicht reaktiven Granit- und Gneiskomponenten in den Rohstoffen. Aus dem Tessin und Graubünden liegen nur vereinzelte Ergebnisse zur Reaktivität vor. Aber auch diese Ergebnisse zeigen, dass rund die Hälfte der untersuchten Rohstoffe als nicht reaktiv zu klassieren ist.

Neben den fünf Hauptgebieten werden in der Schweiz zunehmend auch andere Quellen für die Produktion der Gesteinskörnungen genutzt. So werden Sand und Kies aus dem süddeutschen und norditalienischen Raum importiert. Der Austausch und Handel von Gesteinskörnungen innerhalb der Schweiz nimmt stetig zu. Auch Überschüsse aus Steinbrüchen und Tunnelausbruchmaterial werden zunehmend als Rohstoff für die Produktion von Brechsand und Splitt für die Betonproduktion verwendet.

Die Mikrobar-Prüfung sollte durch petrographische Untersuchungen ergänzt werden, welche hauptsächtlich der Identifikation der Gesteinskörnung dienen. Eine detaillierte Angabe über die Reaktivität der einzelnen Gesteinsgruppen in der Schweiz fehlt zurzeit noch. Es konnte aber beobachtet werden, dass mit zunehmendem Anteil an gewissen Gesteinstypen die Reaktivität der gesamten Gesteinskörnung ansteigt. Als wichtiger Faktor, der die Reaktivität steuert, gilt der Anteil an löslichem Siliziumdioxid (SiO_2) im Gestein. So weisen Gesteinskörnungen mit gewissen Kieselkalken, Sandsteinen oder Quarziten eine höhere SiO_2-Löslichkeit und demzufolge erhöhte Dehnungen in der Mikrobar-Prüfung auf.

Offen ist zurzeit auch die Frage, ob gewisse Gesteinskörnungen einen Pessimum-Effekt aufweisen. Dies würde bedeuten, dass nicht nur die Reaktivität der Gesteinskörnung eine Rolle spielt, sondern auch deren Menge und eventuell Korngrösse im Beton. Wird zum Beispiel eine kritische Menge (Pessimum) an potentiell reaktiven Gesteinen im Beton über- oder unterschritten, verhalten sich diese wie nicht reaktive Gesteinskörner oder Gesteinskörnungen.

5.1.2 Bewertung der Ergebnisse zur Reaktivität von Beton

Die Beobachtung, dass die Dehnung der Betone mit CEM I und CEM II/A-LL mit zunehmendem Zementgehalt zunimmt, deckt sich mit den Ergebnissen zahlreicher Studien [15, 46, 49, 50]. Die in den eigenen Versuchen festgestellten geringen Dehnungen von Betonen mit CEM III/B bestätigen zum Teil Ergebnisse aus der Literatur [18]. In der Literatur wird jedoch darauf hingewiesen, dass in Abhängigkeit von der Zusammensetzung des Hochofenzementes zum Teil grosse Unterschiede in den Dehnungen auftreten können.

In den eigenen Versuchen ist durch den Einsatz der verwendeten Flugasche und des eingesetzten Silicastaubs eine wesentliche Reduktion der Dehnung in Abhängigkeit von der Dosierung festgestellt worden. Dieses Ergebnis wird in Literatur nur zum Teil bestätigt.

Je nach Quelle, Charge, Anlagentechnik und Brennstoffbedingungen können Flugaschen eine variierende Zusammensetzung aufweisen. So können Flugaschen mit einem relativ hohen Alkali- und Calciumgehalt den Gehalt an wirksamen Alkalien und damit die Reaktivität von Beton erhöhen [20, 21]. Probleme mit Flugaschen schwankender Zusammensetzung sind auch bei den Projekten der Alptransit aufgetreten [6].

Die hauptsächliche Gefahr bei der Verwendung von Silicastaub liegt in seiner Verteilung im Beton. In verschiedenen Fällen konnte gezeigt werden, dass die Verwendung von Silicastaub die Dehnung von Beton wesentlich beschleunigte und erhöhte [25]. Als Ursache kann ein Agglomerieren der Silicastaub-Partikel festgestellt werden. So entsteht praktisch eine hochreaktive Gesteinskörnung aus amorpher Kieselsäure. Deshalb ist es wichtig, dass Beton mit Silicastaub fachgerecht hergestellt wird (genügend lange Mischzeit, Beigabe von Fliessmitteln), um ein Agglomerieren zu verhindern [55]. Grundsätzlich führt die gemeinsame Vermahlung von Zementklinker und Zumahlstoffen wie z.B. Flugasche oder Silicastaub aufgrund einer besseren Durchmischung zu einer homogenen Verteilung im Zement mit normiertem Charakter (vgl. 6.3.3).

Wird der zeitliche Verlauf der Dehnung für Betone mit Zusatzstoffen betrachtet, fällt auf, dass die Betone mit Silicastaub und Flugasche nach einem anfänglichen Schwinden zu expandieren beginnen (vgl. Abb. 4.5). Nach einer Messdauer von 20 Wochen lässt sich damit nicht beurteilen, ob sich durch den Einsatz dieser Zusatzstoffe die Reaktivität des Betons nur verlangsamen oder behindern lässt. Aus diesem Grunde wurde die Beton-Performance-Prüfung nach AFNOR P18-454 [44] im Jahr 2004 verändert. Die Messdauer für Betone mit puzzolanischen Zusatzstoffen beträgt neu mindestens 12 Monate.

5.1.3 Bewertung der Gegenüberstellung der Ergebnisse der Mikrobar-Prüfung und der Beton-Performance-Prüfung

Sowohl die Ergebnisse der eigenen Untersuchungen als auch die Daten aus der Praxis zeigen, dass zwischen den Dehnungen der Mikrobar-Prüfung und denjenigen der Beton-Performance-Prüfung keine signifikante Korrelation besteht. Eine solche Korrelation scheint nur möglich zu sein, wenn eine grössere Anzahl von Daten von gleichen Gesteinskörnungen vorhanden ist [6].

Die Mikrobar-Prüfung eignet sich, um potentiell reaktive Gesteinskörnungen von nicht reaktiven Gesteinskörnungen zu unterscheiden. Innerhalb der Klasse «potentiell reaktiv» macht es keinen Sinn, Gesteinskörnungen aufgrund ihrer Dehnungen weiter zu unterteilen.

Die Beton-Performance-Prüfung wurde bisher vorwiegend objektspezifisch, insbesondere bei der NEAT, eingesetzt. Die dabei gewonnenen Ergebnisse wurden mehrheitlich an «High-Tech»-Betonen mit gebrochener Gesteinskörnung bestimmt und sind deshalb für eine Korrelation nicht sinnvoll einsetzbar. Es zeigt sich aber, dass von den beiden eingesetzten Verfahren die Beton-Performance-Prüfung den Verhältnissen im Bauwerk näher kommt als die Mikrobar-Prüfung. Aus diesem Grunde erscheint es überprüfenswert, zukünftig auf eine neue Langzeitprüfung zur Überprüfung der Reaktivität der Gesteinskörnung in einem Referenzbeton analog AFNOR P18-594, Kapitel 6 [42] abzustützen. Grundsätzlich können mit der Beton-Performance-Prüfung alle Betone, die in der Praxis eingesetzt werden, auf ihre Reaktivität untersucht werden.

5.2 Zusammenhang zwischen Reaktivität des Betons und Alkaligehalt

Bei der Bewertung der Ergebnisse zum Alkaligehalt werden die eigenen Ergebnisse und die Daten aus der Praxis zusammenfassend betrachtet.

5.2.1 Bewertung der Ergebnisse zum Alkaligehalt des Zementes

Es zeigt sich, dass der wirksame Alkaligehalt je nach Zusammensetzung des Zementes in unterschiedlichem Masse vom Gesamtalkaligehalt abweicht. Dabei ist der Gesamtalkaligehalt und der wirksame Alkaligehalt für die Zemente CEM I und CEM II/A-LL nahezu identisch. Beim Zement CEM III/B sind grössere Unterschiede zwischen dem Gesamtalkaligehalt und dem wirksamen Alkaligehalt festgestellt worden. Damit werden die Ergebnisse aus der Literatur bestätigt. Schäfer [56] hat den wirksamen Alkaligehalt experimentell durch Auspressversuche mit anschliessender Analyse der Porenlösung bestimmt. Sie findet zum Teil noch grössere Abweichungen zwischen dem Gesamtalkaligehalt und dem wirksamen Alkaligehalt im Vergleich zum verwendeten Berechnungsverfahren gemäss AFNOR P18-454 [44]. Als Ursachen führt sie eine unterschiedliche Löslichkeit der in den jeweiligen Zementbestandteilen enthaltenen Alkalien und eine unterschiedliche Bindekapazität der verschiedenen Reaktionsprodukte an.

5.2.2 Gegenüberstellung der Ergebnisse der Beton-Performance-Prüfung und dem Alkaligehalt des Betons

Der Alkaligehalt des Betons stammt überwiegend aus dem Zement. Andere Komponenten des Betons, wie feldspathaltige Gesteinskörnung oder Zusatzstoffe und Zusatzmittel, können ebenfalls Alkalien enthalten. Zudem können Alkalien auch von aussen in den Beton eindringen. Näherungsweise kann der Alkaligehalt des Betons aus dem Alkaligehalt des Zements und dem Zementgehalt des Betons bestimmt werden.

Es gilt:

$$A_B = \frac{A_Z \cdot z}{100} \qquad (9)$$

mit:

A_B = Alkaligehalt des Betons [kg Na_2O-Äquivalent/m^3]

A_Z = Alkaligehalt des Zements [M.-% Na_2O-Äquivalent]

z = Zementgehalt des Betons [kg/m^3]

Dabei wird vereinfachend für die Berechnung des Alkaligehaltes des Betons bei den Zementen CEM und CEM II/A-LL der Gesamtalkaligehalt der Zemente für die nachfolgende Auswertung verwendet.

In Abbildung 5.2 ist beispielhaft die Dehnung nach 20 Wochen in der Beton-Performance-Prüfung in Abhängigkeit vom Alkaligehalt des Betons für Betone mit CEM I und CEM II/A-LL und mit den beiden Gesteinskörnungen «d» und «e» graphisch dargestellt. Betone mit der Gesteinskörnung «d» werden mit geschlossenen Symbolen und Betone mit der Gesteinskörnung «e» werden mit offenen Symbolen dargestellt. Zusätzlich ist mit einer roten Linie die Grenzwert-Dehnung von 0,02% eingezeichnet. Es zeigt sich, dass bei den Betonen mit CEM I und CEM II/A-LL, hergestellt mit der Gesteinskörnung «d», die Dehnung mit zunehmendem Alkaligehalt ansteigt. Dieser Zusammenhang ist bei der Gesteinskörnung «e» nicht vorhanden. Auch bei der Gesteinskörnung «d» tritt dieser Zusammenhang nicht mehr auf, wenn andere Zementarten wie CEM III/B oder Zement und Zusatzstoffe wie kieselsäurereiche Flugasche oder Silicastaub verwendet werden.

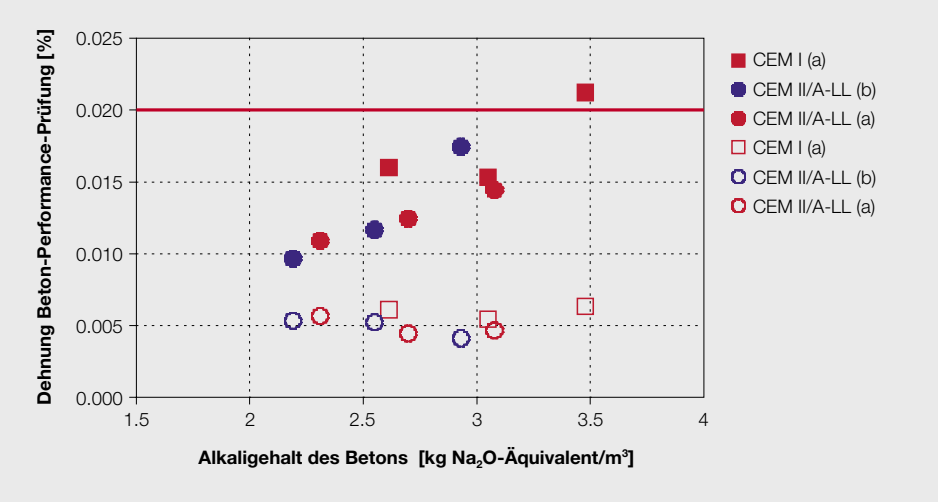

Abb. 5.2: Dehnung nach 20 Wochen der Beton-Performance-Prüfung in Abhängigkeit vom Alkaligehalt des Betons für Betone mit CEM I und CEM II/A-LL und mit den beiden Gesteinskörnungen «d» (geschlossene Symbole) und «e» (offene Symbole)

Dieser Sachverhalt wird im Folgenden auch an Daten aus der Praxis überprüft. Dabei werden nur Ergebnisse mit natürlich gerundeten Gesteinskörnungen, d.h. kein Ausbruchmaterial, berücksichtigt. In Abbildung 5.3 wird die Dehnung nach 20 Wochen der Beton-Performance-Prüfung wiederum in Abhängigkeit des Alkaligehalt des Betons grafisch dargestellt. Bei fehlenden Angaben zu den verwendeten Zementen wurden die Gesamtalkaligehalte mit 0,90% Na_2O-Äquivalent für CEM I, 0,75% Na_2O-Äquivalent für CEM II/A-LL eingesetzt.

Es wird ersichtlich, dass in der Schweiz für den praxisüblichen Konstruktionsbeton fast ausschliesslich die Zementarten CEM I und CEM II/A-LL, teils in Kombination mit Zusatzstoffen, eingesetzt werden. Es zeigt sich auch, dass mit einer Ausnahme die Alkaligehalte in diesen Betonen unter 3,5 kg/m^3 liegen. Die Anzahl der Betone, die eine Dehnung über dem Grenzwert aufweisen, beträgt ca. 30%. Allerdings ist selbst bei einem tiefen Alkaligehalt von unter 2,5 kg/m^3 eine Dehnung über dem Grenzwert möglich. Die fehlende Korrelation zwischen der Dehnung aus der Beton-Performance-Prüfung und dem Alkaligehalt im Beton dürfte auf die grosse Vielfalt der in der Schweiz vorhandenen Gesteinskörnungen zurückzuführen sein und bestätigt die Ergebnisse aus den eigenen Versuchen.

Die Einführung einer Alkali-Bilanz von Beton als brauchbares, indikatives Verfahren, verbunden einer Limitierung des Alkaligehaltes auf einen bestimmten Wert oder bestimmte Werte, z.B. in Abhängigkeit einer geologischen Region, erscheint zur Zeit aufgrund der bestehenden Daten nicht als sinnvoll.

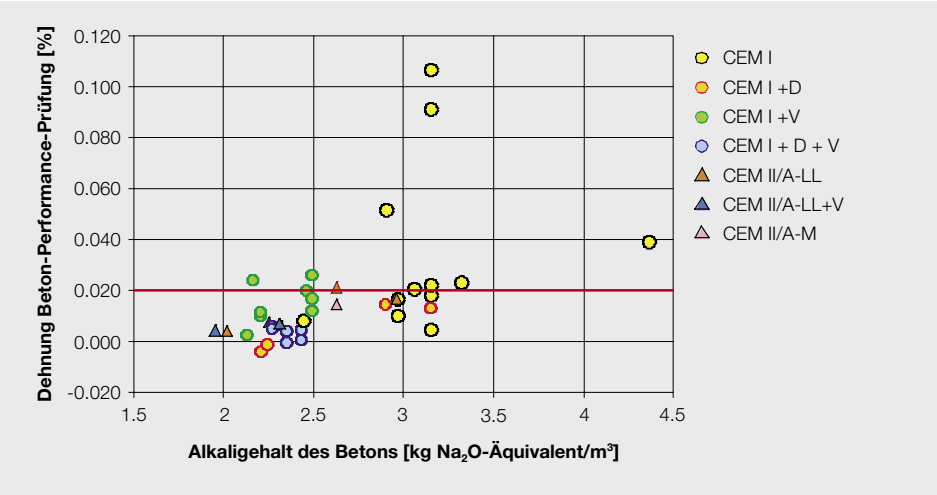

Abb. 5.3: Dehnung nach 20 Wochen der Beton-Performance-Prüfung in Abhängigkeit vom Alkaligehalt des Betons für unterschiedliche Betone

5.3 Beton-Performance-Prüfung und Langzeiterfahrung mit Bauwerken

Bei der Beurteilung der Langzeiterfahrung ist zu berücksichtigen, dass in der Schweiz vereinzelte, AAR-bedingte Schäden an unterschiedlichen Betonbauten festgestellt wurden [3, 4]. Dabei traten diese Schäden meistens erst 20 bis 40 Jahre nach der Erstellung des Bauwerkes auf. Es ist davon auszugehen, dass die betonschädigende AAR in der Schweiz im Vergleich zu anderen Ländern in der Regel langsamer verläuft.

Die Beton-Performance-Prüfung wird seit rund zehn Jahren in der Schweiz angewendet. Dementsprechend weisen die Bauwerke, welche mit geprüften Betonen hergestellt wurden, ein Alter von rund zehn Jahren auf. Aus diesem Grunde ist es zur Zeit noch nicht möglich, einen direkten Bezug zur Gefährdung eines Bauwerkes hinsichtlich einer betonschädigenden AAR und den Ergebnissen einer Beton-Performance-Prüfung vorzunehmen. Ein solcher Vergleich wird in der Schweiz erst in den kommenden Jahren möglich sein.

Trotzdem ist der Einsatz der Beton-Performance-Prüfung zur Abklärung der Reaktivität eines Betons sicher gerechtfertigt, zumal die Prüfung in anderen Ländern, wie z.B. in Frankreich, schon seit Jahrzehnten erfolgreich eingesetzt wird [57].

In Frankreich ist der Zusammenhang zwischen Beton-Performance-Prüfung und Schäden am Bauwerk auch validiert. Die Validierung erfolgte durch einen Vergleich des Zustandes älterer Betonbauwerke mit den Versuchsergebnissen von Beton gleicher Zusammensetzung im Labor. Dabei wurde eine gute Korrelation der Schadenssituation solcher, mehrere Jahrzehnte alten Bauwerke mit dem Betonverhalten im Labor festgestellt. Dies unterstreicht die Bedeutung des Prüfverfahrens und macht es zu einem Instrument, das zur Beurteilung des Risikos hinsichtlich einer betonschädigenden AAR geeignet ist. Dabei ist jedoch zu bemerken, dass sich mit der Beton-Performance-Prüfung nur die Reaktivität eines Betons abschätzen lässt, in keiner Weise aber der Einfluss der Beanspruchung und der Exposition des Bauwerks berücksichtigt wird [57].

6. Empfehlungen für Neubauten

6.1 Vorbemerkungen

Im Folgenden werden die Anforderungen an Neubauten bei einem Verdacht auf eine betonschädigende AAR definiert und angemessene Massnahmen für deren Verhinderung vorgestellt.

6.2 Anforderungen an Neubauten

Die Definition der Anforderungen an Neubauten beinhaltet die folgenden vier Schritte:

- Risikobewertung des Bauwerkes
- Bewertung der Beanspruchung
- Beurteilung der Prävention
- Festlegung des Betons

6.2.1 Risikobewertung des Bauwerkes

Die Risikobewertung des Bauwerkes wird mit Hilfe einer Risikoklasse R mit den Klassen 1 bis 3 wie folgt vorgenommen:

- R 1 – geringes Risiko
- R 2 – normales Risiko
- R 3 – hohes Risiko

Vom Bauherren wird in Zusammenarbeit mit dem Planer eine Risikobewertung des Bauwerkes durchgeführt. Die Risikoklasse wird anhand der Wichtigkeit des Bauwerkes und der geplanten Nutzungsdauer sowie der Akzeptanz eines AAR-Schäden festgelegt (vgl. Abb. 6.1).

Risikoklasse	Beschreibung des Bauwerkes	Akzeptanz eines AAR-Schadens
R 1	Bauwerke mit einer geplanten Nutzungsdauer bis zu 50 Jahren (wie beispielsweise provisorische Bauteile) oder austauschbare Bauteile (wie beispielsweise vorfabrizierte Teile und Elemente ohne besondere Belastung, d.h. keine Kanalisationen oder Kläranlagen)	annehmbar
R 2	Gebäude und andere Bauwerke von normaler Bedeutung (geplante Nutzungsdauer 50–100 Jahre) Beispiele: Hochbauobjekte verschiedenster Art	kaum annehmbar
R 3	Bauwerke von übergeordneter Bedeutung (geplante Nutzungsdauer über 100 Jahre) Beispiele: Staumauern, Brücken, Kunstbauten, Prestigebauten	nicht annehmbar

Abb. 6.1: Risikoklassen nach AAR-Empfehlung

6.2.2 Bewertung der Beanspruchung

Die Bewertung der Beanspruchung wird mit Hilfe einer Beanspruchungsklasse B mit den Klassen 1 bis 3 wie folgt vorgenommen:

- B 1 – Beton ist trocken und nicht hoher Feuchtigkeit ausgesetzt
- B 2 – Beton ist hoher Feuchtigkeit alternierend oder häufig ausgesetzt.
- B 3 – Beton ist hoher Feuchtigkeit ständig ausgesetzt und wird durch äussere Faktoren, wie Frost, Taumittel, usw. beansprucht.

Die Beanspruchungsklasse wird in Abhängigkeit von der zu erwartenden Beanspruchung des Bauwerkes festgelegt (Abb. 6.2).

Beanspruchungsklasse	Beschreibung der zu erwartenden Beanspruchung des Bauwerkes
B 1	Betonbauteile, die während der Nutzung weitgehend trocken bis mässig feucht bleiben. Beispiele: Innenbauteile des Hochbaus (Luftfeuchtigkeit ≤ 75%); Aussenbauteile ohne direkten Wasserkontakt)
B 2	Betonbauteile, die während der Nutzung Wechseln von nass und trocken ausgesetzt sind und/oder häufig feucht sind. Beispiele: Innenbauteile des Hochbaus (Luftfeuchtigkeit > 75%); Aussenbauteile mit direktem Wasserkontakt; massige Bauteile (Bauteildicke > 1,0 m)
B 3	Betonbauteile, die während der Nutzung ständig nass und dauernd feucht und häufiger äusserer Alkalizufuhr ausgesetzt sind. Beispiele: Bauteile von Wasserkraftanlagen; Betonfahrbahnen; Bauten im Grundwasserbereich

Abb. 6.2: Beanspruchungsklassen nach AAR-Empfehlung

6.2.3 Beurteilung der Prävention

Die Beurteilung der Prävention wird mit Hilfe einer Präventionsstufe P mit den Stufen 1 bis 3 wie folgt vorgenommen:

- P 1 – geringe Prävention
- P 2 – normale Prävention
- P 3 – hohe Prävention

Mit der festgelegten Risikoklasse aus Abbildung 6.1 und der festgelegten Beanspruchungsklasse aus Abbildung 6.2 wird anhand der Matrix in Abbildung 6.3 die Präventionsstufe abgeleitet.

Beanspruchungsklasse / Risikoklasse	B 1	B 2	B 3
R 1	P 1	P 1	P 1
R 2	P 1	P 1* oder P 2	P 2
R 3	P 1* oder P 2	P 2^{+} oder P 2	P 3^{+}

Legende:

$^{+}$: In diesen Fällen werden zusätzliche konstruktive Massnahmen empfohlen (vgl. Kap. 6.3.2)
*: Für die Einstufung in die Präventionsstufe P 1 ist eine Herstellererklärung notwendig. (vgl. Kapitel 6.2.4, Abschnitt: Langzeiterfahrung)

Abb. 6.3: Präventionsstufe in Abhängigkeit von der Risiko- und Beanspruchungsklasse

6.2.4 Festlegung des Betons

Die Festlegung des Betons erfolgt anhand der abgeleiteten Präventionsstufe P durch Nachweise und Nachweisverfahren. Es gilt für:

- P 1 – kein besonderer Nachweis erforderlich
- P 2 – Nachweise erforderlich (vgl. Abb. 6.4)
- P 3 – Nachweise erforderlich (mindestens gemäss Präventionsstufe P 2); zudem sind Fachleute beizuziehen.

In Abbildung 6.4 wird in einem Flussdiagramm die Vorgehensweise bei einem Verdacht einer betonschädigenden AAR für durchzuführende Nachweise und Nachweisverfahren dargestellt. Detailliert wird dabei auf den Ablauf bei der Präventionsstufe P 2 eingegangen. Das Flussdiagramm berücksichtigt die Grundlagen für die Festlegung des Betons gemäss SN EN 206-1:2000, Ziffer 6.1 [7]:

- Erkenntnisse aus Langzeiterfahrungen mit vergleichbarem Beton unter Berücksichtigung der Grundanforderungen für Ausgangsstoffe und Betonzusammensetzung
  oder
- «schlüssige» Vorversuche

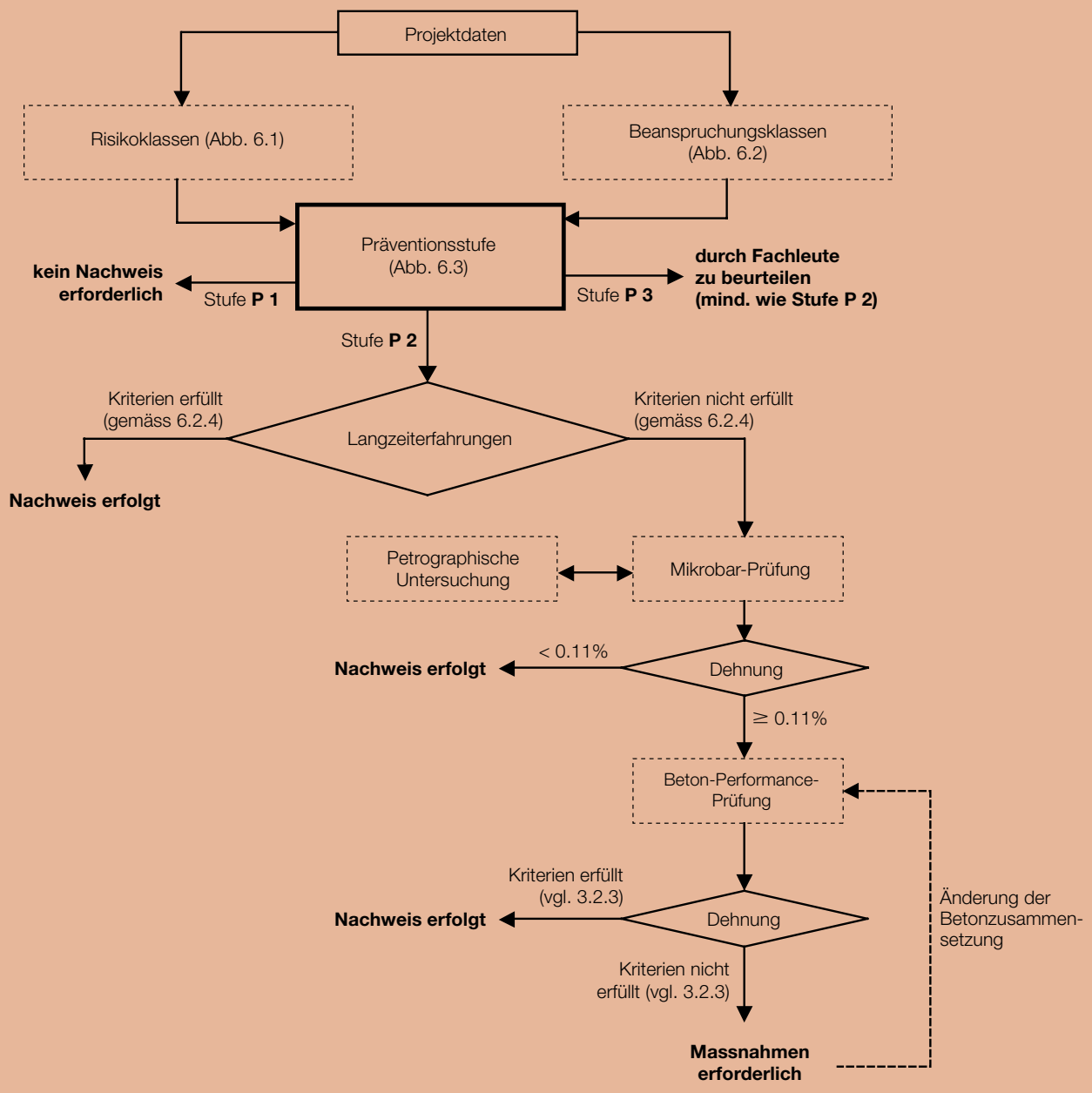

Abb. 6.4: Flussdiagramm für Nachweise und Nachweisverfahren bei Verdacht einer betonschädigenden Alkali-Aggregat-Reaktion

6.2.4.1 Langzeiterfahrungen

Ein nachfolgendes Nachweisverfahren ist vom Hersteller, bzw. Lieferanten der Gesteinskörnung und/oder vom Hersteller des Betons zu erbringen. Der Verfasser der Festlegung des Betons entscheidet, welches Nachweisverfahren akzeptiert wird. Er kann bei Bedarf zusätzliche Anforderungen an die Ausgangsstoffe festlegen (vgl. SN EN 206-1:2000, Ziffer 6.2.3 und Ziffer 6.3.3 [7]).

Nachweisverfahren 1:
Herstellererklärung Gesteinskörnung
Der Hersteller, bzw. Lieferant von Gesteinskörnungen erklärt unter Angabe eines Zeitraumes schriftlich, dass ihm aufgrund seiner vorliegenden Erfahrungen keine AAR-Schäden an Bauwerken bekannt sind, bei welchen seine Gesteinskörnungen normgemäss verwendet wurden. Der Inhalt der Erklärung ist in Abstimmung mit dem Kunden/Bauherrn hinsichtlich der Beurteilungskriterien (z.B. Anzahl Referenzen, Art und Alter der Bauwerke, Beanspruchungsklasse, Betonzusammensetzungen, usw.) vorzunehmen.

Nachweisverfahren 2:
Nachweis durch den Hersteller der Gesteinskörnungen oder des Betons anhand von bereits bestehenden Ergebnissen von Beton-Performance-Prüfungen nach AFNOR P 18-454 [44] und gemäss AFNOR P 18-456 [53]
Die Ergebnisse von Beton-Performance-Prüfungen dürfen nicht älter als 5 Jahre sein. Die bei der Prüfung eingesetzten Ausgangsstoffe (Gesteinskörnung, Zementart, -menge) müssen mit denjenigen des vorgesehenen Betons vergleichbar sein.

6.2.4.2 Reaktivität der Gesteinskörnung

Die nachfolgenden Nachweise sind vom Hersteller, bzw. Lieferanten der Gesteinskörnung zu erbringen, um damit die Reaktivität der Gesteinskörnung beurteilen zu können:

Nachweisverfahren 1:
Petrographische Beschreibung nach SN 670 115 [58]
Die petrographische Beschreibung gilt der Identifikation von Gesteinskörnungen. Diese Untersuchung wird im Rahmen der Zertifizierung von Kieswerken verlangt und muss somit nicht speziell für die Reaktivität wiederholt werden.

Nachweisverfahren 2:
Mikrobar-Prüfung nach AFNOR P 18-594 [42] und AFNOR P 18-542 [52])
Die Ergebnisse der Mikrobar-Prüfung für eine untersuchte Gesteinskörnung bleiben 5 Jahre gültig, sofern durch Fachleute keine signifikante Änderung in der Zusammensetzung der Gesteinskörnung in der petrographischen Beschreibung nach SN 670 115 [58] festgestellt wurde.

Der Hersteller bzw. Lieferant der Gesteinskörnungen ist verpflichtet, vor einer vorgesehen Änderung der Zusammensetzung der Gesteinskörnung Rücksprache mit Fachleuten aufzunehmen. Die Fachleute entscheiden, ob eine bewusste oder eine natürliche petrographische Änderung der Gesteinskörnung als signifikant für die Reaktivität zu betrachten ist und somit eine neue Mikrobar-Prüfung anzuordnen ist.

6.2.4.3 Reaktivität des Betons

Der Nachweis ist vom Hersteller von Beton zu erbringen, um damit die Reaktivität des Betons beurteilen zu können. Der Nachweis ist in der Regel objektbezogen zu erbringen, dementsprechend werden die Untersuchungen durch Fachleute direkt begleitet.

Nachweisverfahren:
Beton-Performance-Prüfung nach AFNOR P 18-454 [44] und AFNOR P 18-456 [53])
Bei grossen Bauvorhaben können in der Ausschreibung des Projektes Anforderungen an den Beton hinsichtlich des Widerstandes gegenüber einer betonschädigenden AAR definiert werden, womit in der Regel die Durchführung einer Beton-Performance-Prüfung notwendig

wird. In diesem Fall gilt es zu bedenken, dass in Abhängigkeit der vorgesehenen Betonzusammensetzung und des Verlaufs der Dehnung die Beton-Performance-Prüfung bis 12 Monate dauern kann.

Die Ergebnisse der Beton-Performance-Prüfungen bleiben 5 Jahre gültig, sofern keine signifikanten Änderungen an der Betonzusammensetzung und an den einzelnen Komponenten (Gesteinskörnung, Zement, Zusatzstoffe, Zusatzmittel) vorgenommen werden. Der Hersteller von Beton entscheidet zusammen mit Fachleuten, in welchen Fällen eine Änderung der Betonzusammensetzung als signifikant für die Reaktivität zu betrachten ist und somit eine neue Beton-Performance-Prüfung anzuordnen ist.

6.3 Massnahmen

6.3.1 Allgemeines

Die betonschädigende AAR beeinträchtigt vor allem die Dauerhaftigkeit von Betonbauwerken. Zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit während der geplanten Nutzungsdauer sind angemessene Massnahmen während der Projektierung, Ausführung, Nutzung und Erhaltung, insbesondere konstruktive und betontechnologische Vorkehrungen zum Schutz des Bauwerkes, eine fachgerechte Bauausführung sowie eine planmässige Überwachung und Instandhaltung erforderlich. Alle Teilmassnahmen sollen sich ergänzen.

6.3.2 Konstruktive Massnahmen

Konstruktive Massnahmen haben zum Ziel, das Eindringen von Wasser in das Innere des Betons zu behindern oder vollständig zu verhindern. Mit abnehmendem Feuchtigkeitsgehalt sinkt das Risiko einer betonschädigenden AAR. Je nach Präventionsstufe können beispielsweise die folgenden Massnahmen einzeln oder in Kombination wirkungsvoll eingesetzt werden:

- Einbau eines funktionierenden Drainagesystems und/oder Abdichtungssystem
- Auftrag eines Oberflächenschutzes, z.B. Beschichtungen
- Schaffung eines ausreichenden Gefälles bei horizontalen Flächen
- Planen und fachgerechte Ausführung von Dehnungsfugen, um Volumenänderungen rissefrei zu ermöglichen
- Fachgerechte Ausbildung von Arbeitsfugen, Anschlüssen und Durchdringungen
- Wahl eines geeigneten Bewehrungsplans, um Risse zu minimieren und zu verteilen

6.3.3 Betontechnologische Massnahmen

Betontechnologische Massnahmen beinhalten die Wahl einer geeigneten Betonzusammensetzung und eine sorgfältige Bauausführung (Einbau, Verdichtung und Nachbehandlung), um das Risiko einer betonschädigenden AAR zu minimieren. Je nach Präventionsstufe und der örtlichen Verfügbarkeit der Komponenten des Betons können beispielsweise die nachfolgenden Massnahmen einzeln oder in Kombination eingesetzt werden. Das Ziel dabei ist, dass der Beton in der Summe aller Komponenten unter diesen Gesichtspunkten einen grösstmöglichen Widerstand gegenüber einer betonschädigenden AAR erhält.

Der maximale w/z-Wert wird bei Beton nach Eigenschaften je nach Expositionsklasse durch die SN EN 206-1:2000 [7] vorgegeben. Bei Beton nach Zusammensetzung gemäss SN EN 206-1:2000 sollte der maximale w/z-Wert $\leq$ 0,50 betragen. Je geringer der w/z-Wert des Betons gewählt wird, desto geringer ist die Gesamtporosität und der Anteil an Kapillarporen. Damit wird der Widerstand des Betons gegenüber dem Eindringen von Wasser und darin gelöster Salzen erhöht.

Der weitaus grösste Teil der Gesteinskörnungen in der Schweiz ist potentiell reaktiv. Entsprechend werden zur Herstellung von Bauwerken auch potentiell reaktive Gesteinskörnungen eingesetzt. Mit einer geeigneten Betonzusammensetzung können auch mit potentiell reaktiven Gesteinskörnungen nicht reaktive Betone hergestellt werden. Wird Brechmaterial eingesetzt, kann in Ausnahmefällen ein Austausch einzelner Kornfraktionen potentiell reaktiver Gesteinskörnungen sinnvoll sein.

In der Schweiz wird Beton vorwiegend mit Portlandzement CEM I und mit Portlandkalksteinzement CEM II/A-LL hergestellt. Bei praxisüblichen Zementgehalten sind in Verbindung mit den meisten Gesteinskörnungen der Schweiz bisher wenige AAR-bedingte Schäden aufgetreten. Ist es notwendig, das Risiko einer betonschädigenden AAR zu minimieren, können anstelle der Zemente CEM I bzw. CEM II/A-LL andere CEM II-Typen eingesetzt werden. Dabei wird Zementklinker durch reaktive Zumahlstoffe wie Silicastaub, Flugasche oder Hochofenschlacke im Zement ersetzt. Die gemeinsame Vermahlung von Zementklinker und Zumahlstoffen im Zementwerk garantiert eine optimale Durchmischung und damit eine homogene Verteilung im Zement mit normiertem Charakter (SN EN 197-1) [59]. Ein noch höherer AAR-Widerstand kann durch einen Hochofenzement vom Typ CEM III/B erreicht werden.

Ist die Zugabe der Zusatzstoffe im Betonwerk vorgesehen, muss auf eine gute Durchmischung und eine gleichbleibende und gute Qualität der Zusatzstoffe geachtet werden. Zusatzstoffe werden zur Zeit in sehr unterschiedlichen Qualitäten auf dem Markt angeboten. Fehlen Angaben betreffend der chemischen Zusammensetzung und der physikalischen Eigenschaften, sind diese einzufordern oder durch spezialisierte Labore zu bestimmen.

Der Eintrag von Alkalien durch Zusatzmittel sollte minimiert werden, indem bevorzugterweise alkaliarme Zusatzmittel eingesetzt werden. Die entsprechenden Angaben zum Alkaligehalt sind vom Hersteller bereit zu stellen.

Werden Recycling-Wasser und/oder reziklierte Gesteinskörnungen zur Betonherstellung verwendet, können dem Beton Alkalien zugeführt werden. Dadurch kann sich das Risiko einer betonschädigenden AAR vergrössern. Die entsprechenden Angaben zum Alkaligehalt sind vom Hersteller bereit zu stellen.

7. Folgerungen und Ausblick

Basierend auf dem vorliegenden Wissensstand, lassen sich wirkungsvolle Massnahmen zur Verhinderung von AAR an Neubauten ableiten (vgl. Kapitel 6.5). Der Wissensstand weist jedoch noch Lücken auf. Das Schliessen dieser Lücken ist in den kommenden Jahren das Ziel der Forschung bezüglich AAR in der Schweiz. Neu gewonnene Erkenntnisse werden wieder in die AAR-Schadensprävention einfliessen. Entsprechend repräsentiert das in diesem Bericht vorgeschlagene Vorgehen eine Momentaufnahme, die in Zukunft Anpassungen erfahren dürfte.

Die folgenden Punkte konnten in diesem Bericht nicht abschliessend behandelt werden und sollten in den nächsten Jahren verstärkt untersucht werden:

- detaillierte Angaben über die Reaktivität der einzelnen Gesteinsgruppen in der Schweiz und petrographische Beschreibung der Gesteinskörnungen, die bisher an AAR-bedingten Schäden beteiligt waren
- Einfluss des Brechkornanteiles in einem Rundkorngemisch
- Korrelation zwischen Mikrobar-Prüfung und einer Beton-Performance-Prüfung. Dabei könnte neben der bestehenden Beton-Performance-Prüfung ein weiterer experimenteller Nachweis für die Gesteinskörnung durch eine Langzeitprüfung an einen Referenzbeton, z.B. in Anlehnung an AFNOR P 18-594 [42] und AFNOR P 18-542 [52], durchgeführt werden.
- Korrelation zwischen Beton-Performance-Prüfung und Schäden in der Praxis
- Geeignete Verfahren zur zeitlichen und räumlichen Erfassung der Schadensentwicklung von betroffenen Bauwerken. Evaluation von geeigneten Oberflächenschutzmassnahmen (z.B. Hydrophobierungen, Beschichtungen) zur Verlängerung der Bauwerksnutzung.

8. Literaturverzeichnis

[1] Stanton T.E. (1940) Expansion of concrete through reaction between cement and aggregate. Proc. ASCE 66, 1781–1811.

[2] Regamey J.M., and Hammerschlag J.-G. (1995) Barrage d'Illsee – assaintment. Research and development in the field of dams, Proceedings, Crans-Montana, Switzerland.

[3] Leemann A., Thalmann C., Kruse, M. (1999) Gebrochene Zuschlagstoffe. Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, SI+A (24): 4–8.

[4] Thalmann C., Zingg J, Rytz G, Strahm K, and Wyss Ch. (2001) Verhinderung von Betonschäden infolge Alkali-Aggregat-Reaktion. Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, tec 21 (15): 2–8.

[5] Leemann A., Thalmann C., Studer W. (2004) AAR in underground structures of Switzerland – a survey. Proceedings of the 12th ICAAR, Beijing, China, 1071–1077.

[6] Thalmann C., Pralong J., Burdin J., Schmid H., Weiss R. (2004) AAR-prevention for the world's longest tunnels - Alptransit Gotthard and Lötschberg in Switzerland. Proceedings of the 12th ICAAR, Beijing, China, 651–658.

[7] SN EN 206-1 (2000) Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

[8] Bérubé M.A., Duchesne J., Dorion J.F., Rivest M. (2002) Laboratory assessment of alkali contribution by aggregates to concrete and application to concrete structures affected by alkali-silica reactivity. Cem Concr Res, 32, 1215–27.

[9] Constantiner D., Diamond S. (2003) Alkali release from feldspars into pore solutions. Cem Concr Res, 33, 549–54.

[10] Leemann A., Holzer L. (2003) Alkali-aggregate reaction - Identification of reactive silicates. Proceedings of the 9th Euroseminar of Microscopy, Trondheim (Norway).

[11] Katayama T. (2003) How to identify carbonate rock reactions in concrete. Proceedings of the 9th Euroseminar on Microscopy of Applied Building Materials, Trondheim (Norway).

[12] Tang M., Deng M. (2004) Progress on the studies of alkali-carbonate reaction. Proceedings of the 12th ICAAR, Beijing, China, 51–59.

[13] Merz Ch., Hunkeler F. und Griesser A., Forschungsauftrag AGB 2000/471 «Schäden durch Alkali-Aggregatreaktionen an Betonbauten in der Schweiz», TFB, Wildegg.

[14] Wälchli T., Brühwiler E. (2005) Tragverhalten von Kunstbauten mit Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) – Sachstandbericht. AGB 2002/30, Nr. 584.

[15] Leming M.L., Nguyen B.Q. (2000) Limits on alkali content in cement – results from a field study. Cement, Concrete and Aggregates, 22, 41–47.

[16] Siebel E., Sylla H.M., Bokern J. (2000) Einfluss von puzzolanischen Betonzusatzstoffen auf die Vermeidung einer schädigenden Alkali-Kieselsäure-Reaktion.

[17] Thomas M.D.A. (1996) Field studies of fly ash concrete structures containing reactive aggregates. Magazine of Concrete Research, 48, 265–279.

[18] Kawamura M., Takemoto K. (1988) Correlation between pore solution composition and alkali silica expansion in mortars containing various fly ashes and blastfurnance slags. Internation Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, 10/4, 215–223.

[19] Bleszynski R.F., Thomas M.D.A. (1998) Microstructural studies of alkali-silica reaction in fly ash concrete Immersed in alkaline solutions, Advanced Cement Based materials, 7, 66–78.

[20] Shehata M.H., Thomas M.D.A (2000) The effect of fly ash composition on the expansion of concrete due to alkali-silica reaction, Cement and Concrete Research, 30, 1063–1072.

[21] Thomas M.D.A., Blackwell B.Q., Nixon P.J. (1996) Estimating the alkali contribution from fly ash to expansion due to alkali-aggregate reaction in concrete. Magazine of Concrete Research, 18, 251–264.

[22] Ferraris C., Garboczi E., Stutzman P., Winpigler J., Clifton J. (2000) Influence of silica fume on the stresses generated by alkali-silica reaction, Cement, Concrete & Aggregates, 22/1, 73–78.

[23] Gudmundsson G., Olafsson H. (1999) Alkali-silica reactions and silica fume – 20 years of experience in Iceland. Cement and Concrete Research, 29, 1289–1297.

[24] Schäfer E., Meng B. (2001) Einfluss von Zement und Zusatzstoffen auf das Alkaliangebot für eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion, Beton, 10, 577–584.

[25] Diamond S (1997) Alkali silica reactions – some paradoxes. Cement and Concrete Composites, 19, 391–401.

[26] Wang H., Gillott J.E. (1989) The effect of superplasticizers on alkali-silica reactivity. Proceedings of the 8th ICAAR, Kyoto, Japan, 187–192.

[27] Collins C.L., Ideker J.H., Willis G.S., Kurtis K.E. (2004) Examination of the effects of LiOH, LiCl and $LiNO_3$ on alkali-silica reaction. Cement and Concrete Research, 34, 1403–1415.

[28] Bérubé M.A., Tremblay C., Fournier B., Thomas M.D., Stokes D.B. (2004) Influence of lithium-based products proposed for counteracting ASR on the chemistry of pore solution and cement hydrates. Cement and Concrete Research, 34, 1645–1660.

[29] Diamond S. (1999) Unique response of $LiNO_3$ as an alkali silica reaction-preventive ad mixture. Cement and Concrete Research, 29, 1271–1275.

[30] Akihiko K., Hiroyuki U., Hiroyuki K. (2004) Development of ASR suppressing technology. Proceedings of the 12th ICAAR, Beijing, China, 584–591.

[31] Brouxel M., Delaby J.-B., Douay F., Albarede F. (2004) The inhibitor effect of Li products on AAR affected concrete. Proceedings of the 12th ICAAR, Beijing, China, 609–616.

[32] Thomas M., Stokes D. (2004) Lithium impregnation of ASR-affected concrete: preliminary studies. Proceedings of the 12th ICAAR, Beijing, China, 659–667.

[33] Bonzel J., Krell J., Siebel E. (1989) Akalireaktion im Beton, in: Wischers, G. (Hrsg): Betontechnische Berichte 1986–1988, Düsseldorf, 57–77.

[34] Bérubé M.A., Dorion J.F., Duchesne J., Fournier B., Vézina D. (2003) Laboratory and field investigations of the influence of sodium chloride on alkali-silica reactivity. Cement and Concrete Research, 33, 77–84.

[35] Katayama, T., Tagami M., Sarai Y., Izumi S., Hira T. (2004) Alkali-aggregate reaction under the influence of deicing salts in the Hokuriku district, Japan. Materials Characterisation, 53, 105–122.

[36] Sibbick R.G., Page C.L. (1998) Mechanisms affecting the development of alcali-silica reactions in hardened concretes exposed to saline environments, Magazine of Concrete Research, 50, n° 2.

[37] Dombrowski K. (2003) Einfluss von Gesteinskörnungen auf die Dauerhaftigkeit von Beton, Dissertation Bauhaus Universität Weimar.

[38] LCPC (1993) Essai de granulats: Détermination des alcalins solubles dans l'eau de chaux. Laboratoire Centrale des Pont et Chaussées, 37.

[39] Sprung S, Sylla H.M. (1998) Ablauf der Alkali/Kieselsäure-Reaktion im Beton bei unter schiedlichen Zuschlaggesteinen, Zement, Kalk und Gips, 51, 334–345.

[40] SABS (1994) Potential reactivity of aggregates with alkalis (accelerated mortar prism method), South African Bureau of Standards, 1245, South Africa.

[41] ASTM C 1260-01, «Standard test method for potential alkali reactivity of aggregates (mortar-bar method)», ASTM Standards in Building Codes (2003) 681–85.

[42] AFNOR P18-594 (2004) Granulats: Méthodes d'essais de réactivité aux alcalis, Association Française de Normalisation, Paris, France.

[43] Hammerschlag, J.-G. and Zgraggen, P., (2000) Beurteilung der Alkali-Zuschlag-Reaktion der Zuschläge und einzelner Betonrezepturen für die Alptransit Tunnelprojekte Gotthard und Lötschberg. TFB-Bericht, Projekt 998055, Ref. 05.001/2.

[44] AFNOR P18-454 (2004) Béton: Réactivité d'une formule de béton vis-à-vis de l'alcali-réaction (essaie de performance). Association Française de Normalisation, Paris, France.

[45] C1293-01 (2003) Standard test method for concrete aggregates by determination of length change of concrete due to alkali-silica. ASTM Standards in Building Codes, 686–691.

[46] DAfStb-Richtlinie (2001) Vorbeugende Massnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton. DAfStb im DIN, Deutschland.

[47] Hammerschlag J.-G., Cuchet S. (1998) Caractérisation des réactions alcalis-granulats dans des bétons de barrages suisses incorporant des granulats de roches métamorphiques alpines. Rapport de recherche Nr EPA 217.596 / Rubr. BWW 804.3180.002 pour le Bundesamt für Wasserwirtschaft, Suisse.

[48] LCPC (1998) Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, n° 217, septembre – octobre réf. nit 4197, 90–95.

[49] CS (1987) Alkali-sica reaction – Minimising the risk of damage to concrete: guidance notes and model specification clauses. Technical Report n° 30, The Concrete Society, London, England.

[50] Bakker J.D., de Brujin W.A. (2004) New Dutch guideline on ASR-prevention. Proceedings of the 12th ICAAR, Beijing, China, 473–478.

[51] Rivard P., Bérubé M.A., Ollivier J.P., Ballivy G. (2003) Alkali mass balance during the accelerated concrete prism test for alkali-aggregate reactivity. Cement and Concrete Research, 33, 1147–1153.

[52] AFNOR P 18-542 (2004) Granulats: Critères de qualification des granulats naturels pour béton hydrauliques vis-à-vis de l'alcali-réaction, Association Française de Normalisation, Paris, France.

[53] AFNOR P18-454 (2004) Béton: Réactivité d'une formule de béton vis-à-vis de l'alcali-réaction (Critères d'interprétation des résultates de l'essai de performance). Association Française de Normalisation, Paris, France.

[54] SN EN 196-21 (1989) Prüfverfahren für Zement – Teil 21: Bestimmung des Chlorid-, Kohlenstoffdioxid- und Alkalianteils von Zement, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

[55] Holcim (Schweiz) AG (2003) Betonpraxis – Der Weg zum dauerhaften Beton, 4. Auflage, Zürich.

[56] Schäfer E. (2004) Einfluss der Reaktionen verschiedener Zementhauptbestandteile auf den Alkalihaushalt der Porenlösung des Zementsteins, Dissertation, TU Clausthal.

[57] Godart Bruno, LCPC Paris (persönliche Mitteilung).

[58] SN 670 115 (2005) Gesteinskörnungen; Qualitative und quantitative Mineralogie und Petrographie, Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute, Zürich.

[59] SN EN 197-1 (2000) Zement – Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

Anhang A1:
Zusammensetzung der verwendeten Zemente

Zement		CEM I	CEM II/A-LL	CEM II/A-LL	CEM III/B	CEM III/B
Hersteller		a	a	b	a	c
Blaine	cm^2/g	3029	3449	3092	4340	4180

SiO_2	%	20.87	18.50	18.18	30.96	28.41
Al_2O_3	%	4.53	4.05	4.57	7.93	8.69
Fe_2O_3	%	2.64	2.37	2.52	1.16	1.39
CaO	%	63.29	61.51	62.09	45.12	49.60
Na_2O	%	0.19	0.17	0.12	0.33	0.25
K_2O	%	1.08	0.95	0.93	1.11	0.60
MgO	%	1.74	1.59	1.71	6.53	5.00
SO_3 total	%	2.87	2.78	1.93	4.20	3.45
Mn_2O_3	%	0.06	0.05	0.05	0.74	0.23
TiO_2	%	0.23	0.21	0.28	0.74	0.74
P_2O_5	%	0.38	0.36	0.39	0.17	0.08
Cl	%	0.03	0.02	0.04	0.01	0.03
SrO	%	0.08	0.08	0.08	0.09	0.09
Glühverlust	%	2.49	6.93	6.93	0.69	1.30

Anhang A2:
Zusammensetzung der verwendeten Gesteinskörnung

a. Gesteinskörnung «d»: Alluvialkies aus dem Mittelland

Petrographische Beschreibung	Fraktion [mm]			
	1/4	4/8	8/16	16/32
	M.-%			
Quarz, quarzhaltige Gesteine (Quarzite, Silex)	8	3	4	2
Kristalline Gesteine (Gneis, Granit, etc.)	1	1	2	2
Sandsteine	46	31	24	30
Kalke, dunkel ± quarzhaltig (Alpiner Typ)	8	12	17	11
Kalke, beige-grau, feinkörnig	34	52	50	52
Sandsteine und Kalke, mürb und poröse	3	1	3	2
Konglomerate, wenig zementiert und porös				1
Total: (M.-% pro Fraktion)	100	100	100	100

Beurteilung
Alle Fraktionen beinhalten Gesteine, welche als potentiell reaktiv gelten (kristalline Gesteine, Quarz, Sandsteine, kieselige Kalke).

b. Gesteinskörnung «e»: Kiessande aus dem voralpinen Raum

Petrographische Beschreibung	Fraktion [mm]			
	1/4	4/8	8/16	16/32
	M.-%			
Zweiglimmergneis, grau-blau bis grünlich, mehrheitlich feinkörnig, mit < 20% Glimmeranteil	63	62	64	61
Granit hell, teilweise leicht gebändert, mit wenig Biotit (< 10%)	10	12	17	22
Verschiedene Kalke: bräunlich, grau ± dunkel	16	18	9	8
Gneis, schiefrig, dunkelgrau, feinkörnig	7	6	8	5
Quarzite hell, weisslich	4	2	2	4
Total: (M.-% pro Fraktion)	100	100	100	100

Beurteilung
Alle Fraktionen beinhalten Gesteine, welche als potentiell reaktiv gelten (Gneis, Quarzite, kieselige Kalke).

Anhang A3:
Zusammensetzung der verwendeten Zusatzstoffe

Zusatzstoff		Kieselsäurereiche Flugasche	Silicastaub
Hersteller		g	f

SiO_2	%	46.72	96.50
Al_2O_3	%	30.85	0.50
Fe_2O_3	%	8.28	0.20
CaO	%	2.44	0.00
Na_2O	%	1.07	0.17
K_2O	%	3.99	0.34
MgO	%	2.75	0.30
SO_3 total	%	0.60	0.10
Mn_2O_3	%	0.00	0.00
TiO_2	%	0.00	0.00
P_2O_5	%	0.00	0.00
Cl	%	0.01	0.06
SrO	%	0.00	0.00
Glühverlust	%	2.90	1.70
Total	%	99.61	99.87
Na_2O-Äquivalent	%	3.69	0.39

Anhang A4:
Alkaligehalt des verwendeten Zusatzmittels

Zusatzmittel		Fliessmittel
Hersteller		f
Wirkstoff		Polycaboxylate

Na_2O	%	0.37
K_2O	%	0.01
Na_2O-Äquivalent	%	0.38

Anhang A5:
Zusammenstellung der Betonzusammensetzungen

Beton Nr. *	Normbezeichnung	Hersteller Zement	Zementgehalt	Flugasche-gehalt	Silicastaub-gehalt	Gesteins-körnung	Fliessmittel	w/z Wert
			[kg/m³]	[kg/m³]	[kg/m³]		[M.-%/z]	
1	CEM I 42.5 N	a	300		e	0.6	0.55	
2	CEM I 42.5 N	a	300		d	0.6	0.55	
3	CEM I 42.5 N	a	350		e	0.8	0.50	
4	CEM I 42.5 N	a	350		d	0.8	0.50	
5	CEM I 42.5 N	a	400		e	1.0	0.45	
6	CEM I 42.5 N	a	400		d	1.0	0.45	
7	CEM I 42.5 N	a	300	50	e	0.6	0.55	
8	CEM I 42.5 N	a	300	50	d	0.6	0.55	
9	CEM I 42.5 N	a	300	100	e	0.6	0.55	
10	CEM I 42.5 N	a	300	100	d	0.6	0.55	
11	CEM I 42.5 N	a	350	15	e	0.8	0.50	
12	CEM I 42.5 N	a	350	15	d	0.8	0.50	
13	CEM I 42.5 N	a	350	30	e	0.8	0.50	
14	CEM I 42.5 N	a	350	30	d	0.8	0.50	
15	CEM II/A-LL 32.5 R	b	300		e	0.4	0.55	
16	CEM II/A-LL 32.5 R	b	300		d	0.4	0.55	
17	CEM II/A-LL 32.5 R	b	350		e	0.6	0.50	
18	CEM II/A-LL 32.5 R	b	350		d	0.6	0.50	
19	CEM II/A-LL 32.5 R	b	400		e	0.8	0.45	
20	CEM II/A-LL 32.5 R	b	400		d	0.8	0.45	
21	CEM II/A-LL 32.5 R	b	350	15	e	0.8	0.50	
22	CEM II/A-LL 32.5 R	b	350	15	d	0.8	0.50	
23	CEM II/A-LL 32.5 R	b	350	30	e	0.8	0.50	
24	CEM II/A-LL 32.5 R	b	350	30	d	0.8	0.50	
25	CEM III/B 42.5 N	c	300		e	0.4	0.55	
26	CEM III/B 42.5 N	c	300		d	0.4	0.55	
27	CEM III/B 42.5 N	c	350		e	0.6	0.50	
28	CEM III/B 42.5 N	c	350		d	0.6	0.50	
29	CEM III/B 42.5 N	c	400		e	0.8	0.45	
30	CEM III/B 42.5 N	c	400		d	0.8	0.45	
31	CEM III/A-LL 42.5 N	a	300		e	0.4	0.55	
32	CEM II/A-LL 42.5 N	a	300		d	0.4	0.55	
33	CEM II/A-LL 42.5 N	a	350		e	0.6	0.50	
34	CEM II/A-LL 42.5 N	a	350		d	0.6	0.50	
35	CEM II/A-LL 42.5 N	a	400		e	0.8	0.45	
36	CEM II/A-LL 42.5 N	a	400		d	0.8	0.45	
37	CEM II/A-LL 42.5 N	a	350	15	e	0.8	0.50	
38	CEM II/A-LL 42.5 N	a	350	15	d	0.8	0.50	
39	CEM II/A-LL 42.5 N	a	350	30	e	0.8	0.50	
40	CEM II/A-LL 42.5 N	a	350	30	d	0.8	0.50	
41	CEM III/B 32.5 N	a	300		e	0.4	0.55	
42	CEM III/B 32.5 N	a	300		d	0.4	0.55	
43	CEM III/B 32.5 N	a	350		e	0.6	0.50	
44	CEM III/B 32.5 N	a	350		d	0.6	0.50	
45	CEM III/B 32.5 N	a	400		e	0.8	0.45	
46	CEM III/B 32.5 N	a	400		d	0.8	0.45	

* Der w/z-Wert wurde nur aus dem Zementgehalt, ohne Berücksichtigung allfälliger Zusatzstoffe, und dem Wassergehalt berechnet.

Anhang A6:
Ergebnisse der Beton-Performance-Prüfung

Beton Nr.	Dehnung [%] – Wochen						
	0	4	8	10	12	16	20
1	0.0000	0.0059	0.0061	0.0068	0.0087	0.0132	0.0160
2	0.0000	0.0043	0.0026	0.0026	0.0029	0.0051	0.0061
3	0.0000	0.0046	0.0075	0.0090	0.0106	0.0143	0.0153
4	0.0000	0.0038	0.0042	0.0045	0.0047	0.0066	0.0055
5	0.0000	0.0042	0.0110	0.0125	0.0146	0.0180	0.0212
6	0.0000	0.0019	0.0045	0.0040	0.0049	0.0051	0.0063
7	0.0000	0.0007	0.0005	0.0057	0.0038	0.0061	0.0074
8	0.0000	0.0002	– 0.0013	0.0025	0.0005	0.0016	0.0026
9	0.0000	– 0.0048	– 0.0042	– 0.0032	– 0.0015	0.0009	0.0017
10	0.0000	– 0.0043	– 0.0049	– 0.0041	– 0.0043	– 0.0032	– 0.0032
11	0.0000	0.0015	0.0036	0.0038	0.0047	0.0068	0.0066
12	0.0000	0.0012	0.0029	0.0026	0.0032	0.0043	0.0034
13	0.0000	– 0.0013	– 0.0001	0.0005	0.0011	0.0019	0.0025
14	0.0000	– 0.0020	– 0.0003	– 0.0009	– 0.0009	0.0003	0.0005
15	0.0000	0.0014	0.0057	0.0067	0.0080	0.0101	0.0097
16	0.0000	0.0011	0.0050	0.0048	0.0051	0.0059	0.0053
17	0.0000	0.0030	0.0072	0.0070	0.0082	0.0094	0.0117
18	0.0000	0.0016	0.0039	0.0034	0.0046	0.0044	0.0052
19	0.0000	0.0018	0.0087	0.0094	0.0105	0.0151	0.0174
20	0.0000	– 0.0005	0.0031	0.0026	0.0022	0.0042	0.0041
21	0.0000	0.0032	0.0009	0.0020	0.0047	0.0086	0.0086
22	0.0000	0.0035	0.0001	0.0010	0.0032	0.0057	0.0055
23	0.0000	– 0.0001	– 0.0018	– 0.0018	– 0.0009	0.0020	0.0007
24	0.0000	– 0.0005	– 0.0020	– 0.0022	– 0.0020	0.0018	0.0003
25	0.0000	– 0.0058	– 0.0050	– 0.0029	– 0.0038	– 0.0033	– 0.0059
26	0.0000	– 0.0043	– 0.0030	– 0.0032	– 0.0031	– 0.0031	– 0.0055
27	0.0000	– 0.0019	– 0.0105	– 0.0067	– 0.0112	– 0.0098	– 0.0096
28	0.0000	– 0.0082	– 0.0079	– 0.0047	– 0.0078	– 0.0072	– 0.0074
29	0.0000	– 0.0134	– 0.0122	– 0.0126	– 0.0119	– 0.0101	– 0.0090
30	0.0000	– 0.0087	– 0.0082	– 0.0083	– 0.0083	– 0.0068	– 0.0065
31	0.0000	0.0014	0.0073	0.0074	0.0087	0.0096	0.0109
32	0.0000	0.0020	0.0064	0.0064	0.0060	0.0058	0.0057
33	0.0000	0.0042	0.0063	0.0067	0.0094	0.0109	0.0124
34	0.0000	0.0027	0.0035	0.0035	0.0046	0.0043	0.0044
35	0.0000	0.0011	0.0076	0.0064	0.0107	0.0130	0.0144
36	0.0000	– 0.0001	0.0044	0.0028	0.0052	0.0051	0.0047
37	0.0000	0.0016	0.0003	0.0015	0.0038	0.0057	0.0082
38	0.0000	0.0035	0.0015	0.0016	0.0036	0.0047	0.0063
39	0.0000	0.0000	– 0.0007	– 0.0016	– 0.0004	0.0016	0.0018
40	0.0000	0.0006	– 0.0003	– 0.0014	– 0.0009	0.0019	0.0020
41	0.0000	– 0.0009	– 0.0012	– 0.0026	– 0.0010	– 0.0004	– 0.0036
42	0.0000	0.0028	0.0026	0.0021	0.0027	0.0030	– 0.0003
43	0.0000	– 0.0050	– 0.0051	– 0.0037	– 0.0064	– 0.0044	– 0.0061
44	0.0000	– 0.0005	– 0.0013	– 0.0003	– 0.0029	– 0.0014	– 0.0032
45	0.0000	– 0.0017	– 0.0113	– 0.0113	– 0.0128	– 0.0124	– 0.0101
46	0.0000	– 0.0006	– 0.0053	– 0.0058	– 0.0074	– 0.0074	– 0.0054

Anhang A7:
Zusammenstellung der Betonzusammensetzung und Ergebnisse der Mikrobar- und Performance-Prüfung (Daten aus der Praxis)

Beton Nr.	Zementart	Zementgehalt	Flugaschegehalt	Silicastaubgehalt	Mikrobar-Prüfung	Beton-Performance-Prüfung (20 Wochen)
		[kg/m³]	[kg/m³]	[kg/m³]	Dehnung [%]	Dehnung [%]
100	CEM I	330			0.271	0.0108
101	CEM I	330			0.271	0.0100
102	CEM I	330			0.271	0.0165
103	CEM I	350			0.168	0.0180
104	CEM I	350			0.168	0.0220
105	CEM II/A-LL	300			0.197	0.0080
106	CEM I	485			0.153	0.0392
107	CEM I	340			0.162	0.0205
108	CEM I	140	100		0.126	0.0240
109	CEM I	320		30	0.089	0.0131
110	CEM I	350			0.188	0.0047
111	CEM II/A-M	350			0.188	0.0148
112	CEM I	350			0.219	0.0907
113	CEM I	145	105		0.219	0.0100
114	CEM I	294		28	0.219	0.0146
115	CEM I	154	70	28	0.219	0.0061
116	CEM I	350			0.219	0.1065
117	CEM I	140	105		0.219	0.0116
118	CEM I	154	70	28	0.219	0.0053
119	CEM I	350			0.168	0.0513
120	CEM I	290		30	0.248	– 0.0040
121	CEM I	304		21	0.248	– 0.0011
122	CEM II/A-LL	400			0.228	0.0171
123	CEM I	205	80	15	0.351	0.0005
124	CEM I	200	80	10	0.351	– 0.0002
125	CEM I	205	80	15	0.146	0.0045
126	CEM I	200	80	10	0.146	0.0042
127	CEM II/A-LL	320			0.227	0.0045
128	CEM I	250	50		0.227	0.0028
129	CEM I	340			0.260	0.0080
130	CEM I	240	60		0.175	0.0200
131	CEM II/A-LL	270	30		0.191	0.0047
132	CEM II/A-D	300	50		0.235	0.0074
133	CEM II/A-LL	300	50		0.235	0.0075
134	CEM I	200	100		0.175	0.0169
135	CEM I	240	60		0.127	0.0261
136	CEM I	200	100		0.127	0.0122
137	CEM I	350			0.285	0.0230
138	CEM II/A-LL	350			0.285	0.0216

Verband der Schweizerischen Cementindustrie
Marktgasse 53, 3011 Bern, T 031 327 97 97, F 031 327 97 70
info@cemsuisse.ch, www.cemsuisse.ch