

Betonfahrbahndecken; Teil "Oberflächenrisse" – Fortsetzung und Schluss: Übertragbarkeit der Laboruntersuchungen auf das Verhalten in der Praxis

FA FGSV 3/2001

Forschungsstelle: Bauhaus-Universität Weimar, F. A.-Finger-Institut für Baustoffkunde
(Prof. Dr.-Ing. J. Stark)

Bearbeiter: Frentzel-Schirmacher, A. / Erfurt, W.

Auftraggeber: Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Bonn

Abschluss: Juni 2005

1. Einführung

Insbesondere Straßenbetone mit einem großen Oberflächen-/Volumenverhältnis und horizontaler Ausrichtung der Hauptangriffsfläche sind ständigen intensiven Trocknungs- und Wiederbefeuchtungsbedingungen durch die Umgebung ausgesetzt. Diese verursachen Transport-, Lösungs- und Anreicherungs Vorgänge im Betongefüge und können zu chemisch und physikalisch bedingten Gefügeveränderungen führen. Ein Resultat kann die Anreicherung von grobkristallin erscheinendem Ettringit im Gefüge sein. Die Klärung der Ursachen und Wirkungsmechanismen solcher Veränderungen und die Möglichkeit der Früherkennung von Schadenspotenzialen, um Abläufe, die die Betoneigenschaften beeinträchtigen, an Betonbauwerken zuverlässig zu vermeiden, war das Ziel einer dreiteiligen Forschungsprojektreihe der Jahre 1995 bis 2001. Im Ergebnis entstand die Dissertation von Bollmann [1], die die grundlegenden Schadensmechanismen beschreibt und Einflussfaktoren erfasst.

Die nun vorliegende Forschungsarbeit schließt sich an die drei Forschungsarbeiten von Bollmann in den vergangenen 10 Jahren an und versucht, eine Übertragbarkeit der gewonnenen Laborergebnisse auf das Verhalten der geprüften Betone auf die Praxis herzustellen.

Folgende Projekte liegen der Forschungsarbeit zugrunde:

- FE 8.128 [2]: Vergleichende betontechnische und mikroanalytische Untersuchungen zur Entstehung von Oberflächenrisse in Betonfahrbahndecken – 1995,
- FE 8.144 [3]: Betontechnologische und mikroanalytische Untersuchungen zur Rissbildung in Betonfahrbahndecken – 1997,
- FE 8.154 [4]: Untersuchungen zu Gefügeschädigungen an Betonfahrbahndecken – Teil II: Oberflächenrisse – 2001.

Im Rahmen des ersten Forschungsprojektes [2] wurde der Einbau von 2 BAB-Betonlosen sowohl mit betontechnischen als auch mit mikroanalytischen Untersuchungen begleitet. Im Mittelpunkt stand die Erfassung der Eigenschaften der Betonausgangsstoffe sowie der Frisch- und Festbetoneigenschaften. Die Auswirkung von Umwelteinflüssen (Sonneneinstrahlung, Regen, Frost) auf die Gefügeeigenschaften der Betone wurde mittels eines Klimawechsellagerungsprogramms an den gewonnenen Probekörpern im Labor simuliert. Ziel des dazu entwickelten Laborbehandlungsprogramms war die Initiierung und Beschleunigung der über viele Jahre ablaufenden Prozesse im Beton ohne Einwirkung unrealistischer extremer Umweltbedingungen. Durch unterschiedliche Belastungsintensitäten sollte die Bildung schädigender Phasenneubildungen in unterschiedlich starkem Ausmaß forciert werden. Die Prüfung der Originalbetone begann in einem Alter von 28 Tagen. Die eintretenden

Gefügeveränderungen wurden sowohl mittels der üblichen Festbetonenngößen, wie Dichte, Porosität, Festigkeit als auch durch Bestimmung der Änderung der Masse, der Dehnung und der elastischen Kennwerte (z. B. Schallgeschwindigkeit, E-Modul) zu den festgelegten Messzeitpunkten sowie durch mikroskopische und phasenanalytische Untersuchungen verfolgt.

Im Rahmen des zweiten Forschungsprojektes [3] wurden aus den nun bereits 2–3 Jahre alten Betonlosen erneut Bohrkerne entnommen und dem gleichen Klimawechsellaagerungsprogramm unterworfen. Zusätzlich wurden Bohrkerne aus einem dritten 2 Jahre alten Betonlos in die Untersuchungen einbezogen. Eine erste Begutachtung und Bewertung der Gefügeveränderungen der freibewitterten Betonlose wurde vergleichend zu den im Labor wechselgelagerten Proben vorgenommen. Mittels Ultraschallmessungen, betontechnischen und mikroanalytischen Untersuchungen an Probekörpern sowie an den freibewitterten Probeflächen wurde nach Hinweisen zum Ablauf von Schädigungsmechanismen im Betongefüge gesucht.

Ein weiteres Ziel des zweiten Forschungsprojektes war die Klärung des Einflusses des Alkaligehaltes auf die ablaufenden Schädigungsmechanismen. Hierzu wurden zusätzliche Betonproben aus zwei Zementen mit höheren Alkaligehalten (> 1,0 M-%) und Mörtelprismen aus fünf verschiedenen Zementen mit Alkaligehalten zwischen 0,9 M-% und 1,47 M-% hergestellt und ebenfalls dem genannten Wechsellaagerungsprogramm unterworfen. Die während der Klimawechsellaagerung auftretenden Gefügeveränderungen wurden analog zu den Originalbetonen untersucht und vergleichend bewertet. Die gewonnenen Erkenntnisse aus diesem Forschungsabschnitt werden in der Auswertung der Langzeituntersuchungen an den Straßenbetonen beachtet, jedoch im Rahmen dieses Berichtes nicht im Detail vorgestellt.

Im Mittelpunkt des dritten Forschungsprojektes [4] stand die Klärung möglicher Schadensmechanismen durch das Zusammenspiel des Alkaligehaltes der Zemente und der Porenlösung, der Ettringitanreicherung im Betongefüge und dem Schädigungspotential. Es wurden Porenlösungen aus Zementstein der Zemente analysiert, die im 2. Forschungsabschnitt des vorangegangenen Forschungsvorhabens für die Herstellung der Mörtel und Betone für die zeitraffenden Klimawechsellaagerungen im Labor verwendet und hinsichtlich Gefügeveränderungen untersucht worden waren.

Sowohl während des 2. als auch während des 3. Forschungsprojektes wurden die in die Langzeituntersuchungen einbezogenen Betonlose durch fortgesetzte Ultraschallmessungen und mikroanalytische Untersuchungen beobachtet und beurteilt. Durch den Vergleich zu den im Labor wechselgelagerten Proben des gleichen Betons sollten Rückschlüsse auf die Übertragbarkeit von Ergebnissen zeitraffender Laboruntersuchungen auf die Realität angestrebt werden.

Der aktuelle Forschungsbericht [5] soll die 10-jährige Projektreihe abschließen, die beobachteten Gefügeveränderungen an den genutzten Betonfahrbahndecken über die gesamten 10 Jahre zusammenfassend darstellen und die angestrebten Rückschlüsse auf die Übertragbarkeit des zeitraffenden Klimawechsellaagerungsprogramms auf die Realität erbringen.

Die ersten drei grundlegenden Projekte [2], [3], [4] wurden durch Frau Dr. Bollmann bearbeitet. Für die Zusammenfassung der

Grundlagen und der Ausgangssituation des nun vorliegenden Berichtes wurden die relevanten Abschnitte teilweise aus diesen Projekten übernommen, um die Erkenntnisse aus den neuerlichen Gefügeuntersuchungen an den Originalstraßendecken in einen korrekten Gesamtzusammenhang zu stellen und die Ergebnisse aus der Laborwechsellagerung direkt mit den Ergebnissen aus den Langzeituntersuchungen an den Betondecken vergleichen zu können.

2. Untersuchungsmethodik

2.1 Charakterisierung der begutachteten Straßenbetonlose

Im Mittelpunkt der Projektreihe standen 3 Betonlose verschiedener Bundesautobahnen in den Bundesländern Thüringen, Sachsen und Sachsen-Anhalt.

Die Straßenbetone 1 und 2 konnten direkt nach der Herstellung in die Untersuchungen einbezogen werden. Straßenbeton 3 wurde aufgrund von deutlichen Oberflächenrissen im Alter von 2 Jahren in die Untersuchungen aufgenommen. Die aus dem geschädigten Bereich entnommenen Proben wurden in der Folge als Straßenbeton 3.2 bezeichnet, die aus dem ungeschädigten Bereich entnommenen Proben erhielten die Kennzeichnung 3.1.

Tabelle 1: Aufbau der begutachteten Straßenbetone

	Straßenbeton 1	Straßenbeton 2	Straßenbeton 3
Deckenaufbau	26 cm Deckschicht (gemessen 28 cm) 5 cm Dränasphalt 8 cm bitum. Tragschicht 70 cm gebr. Altbeton	Hocheinbau zweischichtig 8 cm Oberbeton (OB) 27 cm Unterbeton (UB)	25 cm Decke zweischichtig 7 cm Oberbeton 19 cm Unterbeton mit 70 % Recycling-Material

Die Sollrezeptur der Betone unterschied sich kaum (Zementgehalt von 340 kg/m³; w/z-Wert von 0,45). In allen Fällen wurde eine Betonfestigkeitsklasse B35 angestrebt. Die Zementgehalte wurden während des Einbaus (Straße 1: 387 kg/m³; Straße 2: 375 kg/m³; Straße 3: unbekannt) jedoch deutlich überschritten und die w/z-Werte (Straße 1: 0,38; Straße 2: 0,39; Straße 3: unbekannt) unterschritten. Die für die Straßen 1 und 2 verwendeten Zemente unterschieden sich hinsichtlich des Na₂O-Äquivalents (Straße 1: 0,79 M-%; Straße 2: 0,99 M-%), erfüllten jedoch beide die bis Anfang 2005 gültigen Anforderungen der ZTV Beton-StB 01 [6].

Als Gesteinskörnung wurden für den Straßenbeton 1 Kies aus Zschorgula, Diabassplitt aus Loitsch, für den Oberbeton des Straßenbetons 2 Sand und Kies aus Sprotta, Quarzporphyrplitt aus Hohnstädt und für den Oberbeton des Straßenbetons 3 Sand und Kies aus Ramsin sowie Quarzporphyrplitt aus Röcknitz verwendet. Für die Oberbetone der zweischichtigen Decken der Straßenbetone 2 und 3 kamen neben einem Luftporenbildner Betonverflüssiger zum Einsatz. Die ermittelten Luftgehalte des Frischbetons lagen in allen Fällen tendenziell leicht unter den angestrebten Zielwerten. Die am Festbeton nach der Herstellung ermittelten Luftporenkennwerte entsprechen den Anforderungen. Im Fall des Straßenbetons 1 konnten diese Werte für sämtliche späteren Probenahmen jedoch nicht bestätigt werden. Der Mikroluftporengehalt lag dann deutlich unter den geforderten 1,5 %, der Abstandsfaktor wurde jedoch eingehalten.

Die beobachteten Straßen waren unterschiedlichen Verkehrsbelastungen ausgesetzt.

Tabelle 2: Verkehrsbelastung der betrachteten Straßenbetonabschnitte

	Straßenbeton 1	Straßenbeton 2	Straßenbeton 3
Jahresbericht	2000/2001	2000/2001	2000/2001
DTV gesamt (Mo–So)	28982	18500	24465
DTV Schwerlast (Mo–So)	6797	3000	4245
Anteil Schwerlast [%]	23,5	16,2	17,4

2.2 Charakterisierung des zeitraffenden Wechsel-lagerungsprogramms

Mit Hilfe einer zeitraffenden Klimawechsellagerung wurde die Wirkung von Umwelteinflüssen (Sonneneinstrahlung, Regen, Frost), die eine späte Ettringitbildung hervorrufen können, simuliert. Durch 3 Belastungsstufen mit wechselnder Trocknung und Wiederbefeuchtung sollten die eine Ettringitbildung verursachenden Transport-, Lösungs- und Anreicherungs Vorgänge im Betongefüge in unterschiedlicher Intensität forciert werden. Die Proben wurden entweder im Alter von 28 Tagen [2] bzw. nach Entnahme aus der Betondecke nach 2 bzw. 3 Jahren [3] dem Belastungsprogramm ausgesetzt.

Tabelle 3: Überblick über die Wechselzyklen der verschiedenen Belastungsstufen

Belastungsstufe	Zeitraum		Temperatur [°C]	rel. Feuchte	
	Wochen	täglich			
1. Belastungsstufe (1 Zyklus)	2 Wochen	ständig	20	65 %	
	8 Wochen	ständig	20	Wasserlagerung	
2. Belastungsstufe (1 Zyklus)	2 Wochen	24 Stunden	60	bis 0 %	
		24 Stunden	20	< 40 %	
	8 Wochen	ständig	20	Wasserlagerung	
		24 Stunden	4 Stunden	20 bis - 20	wassergesättigt
			3 Stunden	- 20	
4 Stunden	- 20 bis 20				
1 Stunde	20				
3. Belastungsstufe (1 Zyklus)	2 Wochen	ständig	60	bis 0 %	
	8 Wochen	ständig	20	Wasserlagerung	
	24 Stunden	4 Stunden	20 bis - 20	wassergesättigt	
		3 Stunden	- 20		
		4 Stunden	- 20 bis 20		
1 Stunde		20			

Die 1. Belastungsstufe beinhaltete reine Feuchtwchsel bei konstanter Temperatur. Die Proben dienen als Vergleichsproben, da davon ausgegangen wurde, dass auftretende Dehnungen rein feuchtigkeitsbedingt und somit vollständig reversibel sind.

In der 2. Belastungsstufe wurden Temperaturschwankungen zwischen 20 und 60 °C während der Trocknungsphase simuliert, da unter natürlichen Bedingungen hohe Temperaturen, bedingt durch den Tagesrhythmus, nicht konstant über eine längere Zeit auftreten. Temperaturunterschiede von 40 K waren bei den Temperaturmessungen in freibewitterten Betonelementen als relevant ermittelt worden. Zusätzlich wurden 2 Frost-Tau-Wechsel im Anschluss an die Wasserlagerungsphase durchgeführt, sodass auch der Niedrig-Temperaturbereich im Simulationsprogramm inbegriffen ist. Das Befrosten

erfolgte an Luft, wobei das Temperaturregime so eingestellt wurde, dass der Temperaturverlauf in der Probenmitte weitgehend der Temperaturkurve beim CDF-Verfahren [7] entsprach.

Die 3. Belastungsstufe beinhaltete statt der Temperaturwechsel zwischen 20 und 60 °C eine während der gesamten Trocknungsphase konstante Temperatur von 60 °C und ist aufgrund der Dauer der Einwirkung dieser Temperatur als extreme Belastung einzustufen. Die anschließende Wasserlagerung und Frostbelastung entsprach in Ablauf und Intensität der 2. Belastungsstufe.

Zur Erfassung der Gefügeveränderungen wurden am Ende der einzelnen Zyklen folgende Kenngrößen verfolgt:

- Festbeton Kenngrößen (Dichte, Porosität, Festigkeit) (nur Wechsellagerung I nach 28 Tagen)
- Masseänderung,
- Dehnung,
- Elastische Kennwerte (Schallgeschwindigkeit; dynamischer E-Modul),
- Mikroskopische und phasenanalytische Untersuchungen (Dünnschliffe, REM).

3. Zusammenfassung der Klimawechsellagerungsergebnisse aus den vorangegangenen Projekten

3.1 Ergebnisse der 1. Klimawechsellagerung im Alter von 28 Tagen

Probenherstellung

Balken mit den Abmessungen 100 mm x 100 mm x 400 mm (PK "Form") wurden aus direkt an der Mischstation entnommenem Frischbeton hergestellt sowie Festbetonbalken mit den gleichen Abmessungen direkt aus dem am selben Tag betonierten Straßenabschnitt (PK "Straße") entnommen.

Dauer der Klimawechsellagerung

Sämtliche Probekörper durchliefen 4 Zyklen des in Abschnitt 3 beschriebenen Wechsellagerungsprogramms.

Ergebnisse der Klimawechsellagerung im Labor

Mittels Verfolgung der Festbeton Kenngrößen, der Masse, der Dehnung und der elastischen Kennwerte konnten Gefügeveränderungen nachgewiesen werden. Als besonders geeignet erwies sich die Untersuchung des Dehnungsverhaltens. An beiden Straßenbetonen traten unter den Belastungsstufen 2 und 3 irreversible Dehnungen auf. Jedoch nur die Probekörper "Straße" des Straßenbetons 2 überschritten unter der Belastungsstufe 3 nach Abzug des reversiblen Feuchtedehnungsanteils den kritischen Wert von 0,5 mm/m. Die erhöhte Empfindlichkeit dieses Betons wurde auch durch eine vergleichsweise erhöhte Wasseraufnahme, Festigkeitsrückgang und Abfall der Ultraschallgeschwindigkeit bestätigt.

Die Dünnschliffuntersuchungen und REM zeigten mit zunehmender Belastungsintensität an beiden Betonen, Straßenbeton 1 und 2, zunehmende Porenfüllungen mit grobkristallinem Ettringit. Am Ende der Belastungsstufe 3 waren die künstlichen Luftporen weitgehend gefüllt (Bilder 1 und 2) und nur noch schwer von der Matrix zu unterscheiden. Eine vergleichende Bestimmung der LP-Kennwerte am Straßenbeton 1 am Ende der 1. und 3. Belastungsstufe zeigte einen deutlichen Abfall der Kennwerte unter die Anforderungen des Merkblattes zur Herstellung von Luftporenbeton [8]. Hinweise auf eine schadensverursachende Wirkung des Ettringits waren nicht nachweisbar.

Zur Absicherung der Übertragbarkeit der ablaufenden Prozesse während der Laborwechsellagerung im Vergleich zu praxisrelevantem Verhalten wurden Vergleiche an Dünnschliffen geschädigter Altbetonlose durchgeführt. Die mikroskopische Betrachtung der durch Umweltbedingungen langjährig belasteten Betone ergab ein ähnliches Bild. In einem durch Rissbildung besonders stark geschädigten Altbetonlos waren ebenfalls fast alle ursprünglich vorhandenen Luftporen teilweise oder vollständig mit Ettringitkristallen gefüllt. Art und Anordnung der Neubildungen in den geschädigten Altbetonlosen gaben keinen Hinweis darauf, Ursache für die vorhandene Rissbildung zu sein. Die gefundenen Phasenneubildungen entsprachen in Form und Zusammensetzung den bei der Klimawechsellagerung provozierten Formationen. Es wird somit davon ausgegangen, dass durch die Laborlagerung der gleiche Mechanismus in Gang gesetzt werden konnte.



Bild 1: Straßenbeton 1: Ende 3. Belastungsstufe
Pore fast mit kompakten Ettringitformationen gefüllt

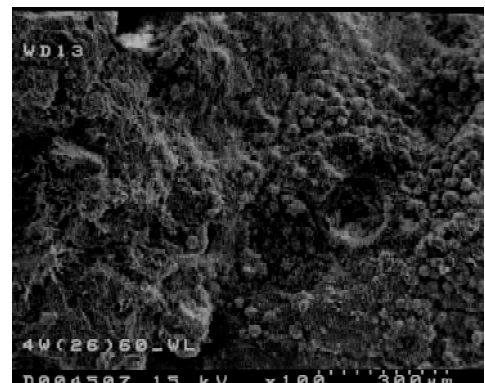


Bild 2: Straßenbeton 2: Ende 3. Belastungsstufe
Ettringit in Poren und Gefüge, Porenraum weitgehend mit Phasenneubildungen gefüllt

3.2 Ergebnisse der 2. Klimawechsellagerung nach 2–3 Jahren Nutzung

Unter Nutzungsbedingungen treten an Bauwerksbetonen immer Mikroschäden in einem gewissen Umfang auf, ohne dass wesentliche Beeinträchtigungen der üblichen Betonkennwerte eintreten. Sie können jedoch Ausgangspunkt für Schadensmechanismen sein. Es wurden somit Auswirkungen vom Grad der Vorschädigung auf die Ergebnisse der Klimawechsellagerung erwartet. Der fortschreitende Hydratationsgrad wirkt entgegengesetzt und verursacht eine Verringerung der Durchlässigkeit und eine Zunahme der Festigkeit des Betongefüges.

Probenahme

Für die Wechsellagerungsversuche nach 2–3 Jahren Nutzungsdauer wurden Bohrkern mit einem Durchmesser von 150 mm

entnommen. Die Gesamtlänge der Probekörper betrug 260–300 mm.

Zusätzlich zu den bereits im Rahmen des ersten Projektes geprüften Betonen wurden 2 Bauabschnitte aus einem weiteren ca. 2 Jahre alten Betonlos in die Untersuchungen aufgenommen, das in bestimmten Abschnitten augenscheinlich eine deutliche Netzrisssbildung aufwies. Die Betone aus diesen Bauabschnitten werden im Folgenden mit 3.2 (geschädigt) und 3.1 (ungeschädigt) bezeichnet.

Dauer der Klimawechsellagerung

Die Proben der Straßenbetone 1 und 2 wurden einem verkürzten Programm mit 3 Wechselzyklen unterworfen. Die neu hinzugekommenen Probekörper des Straßenbetons 3 wurden 4 Wechselzyklen, wie im vorangegangenen Projekt, ausgesetzt.

Ergebnisse der Klimawechsellagerung

Wie im ersten Projekt wurden während der Klimawechsellagerung die Änderung der Masse, der Dehnung und der Ultraschalllaufzeit zu festgelegten Messzeitpunkten ermittelt. Vergleichende Untersuchungen zu Phasenneubildungen am REM in Abhängigkeit von den Belastungsstufen wurden ausschließlich am Ende der Klimawechsellagerung durchgeführt.

Dehnungen und Masseänderungen fielen während der zweiten Klimawechsellagerung für die Betone 1 und 2 deutlich geringer aus. Beton 2 verhielt sich wiederum empfindlicher gegenüber wechselnden Feuchte- und Temperaturbedingungen im Vergleich zu Beton 1 und überschritt nach Abzug des reversiblen Anteils der Feuchtedehnung den kritischen Wert von 0,5 mm/m. Ein wesentlicher Zuwachs an Phasenneubildungen konnte in keinem Fall festgestellt werden (Bilder 3 bis 8).

Die Auswirkungen der Vorschädigung aus der Verkehrsbelastung werden bei der Prüfung der Serien 1 und 2 des Straßenbetons 3 deutlich. Während der augenscheinlich ungeschädigte Beton 3.1 sich entsprechend dem unempfindlichen Straßenbeton 1 verhielt, zeigten die sichtbar vorgeschädigten Proben des Betons 3.2 unter der 3. Belastungsstufe nach 4 Wechselzyklen eine Dehnung von 0,91 mm/m (0,79 mm/m nach Abzug des reversiblen Dehnungsanteils). Die Netzrisse weiteten sich schnell auf und waren bis in eine Tiefe von 4 cm deutlich zu verfolgen. Unterschiede hinsichtlich der Phasenneubildungen in den Losen 1 und 2 des Straßenbetons 3 konnten nicht festgestellt werden.

Aus den Erscheinungsbildern der Phasenneubildungen (Bilder 5 bis 8) im Gefüge am Ende der Klimawechsellagerung konnte keine Begründung für das unterschiedliche Dehnungsverhalten abgeleitet werden. Ein direkter Zusammenhang zwischen dem Ausmaß der Dehnung und der Menge an neugebildetem Ettringit war nicht nachweisbar.

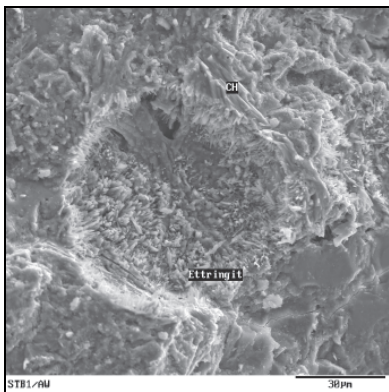


Bild 3: Straßenbeton 1: Ausgangszustand
Ettringitneubildung in einer Luftpore

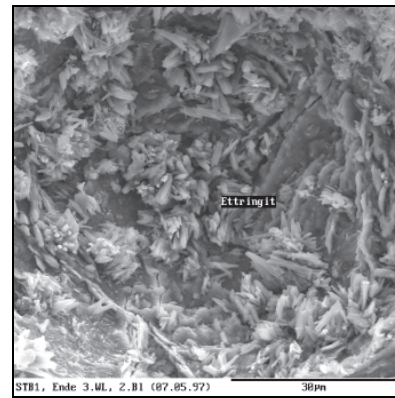


Bild 4: Straßenbeton 1: Ende 2. Belastungsstufe
Ettringitkristalle in einer Luftpore

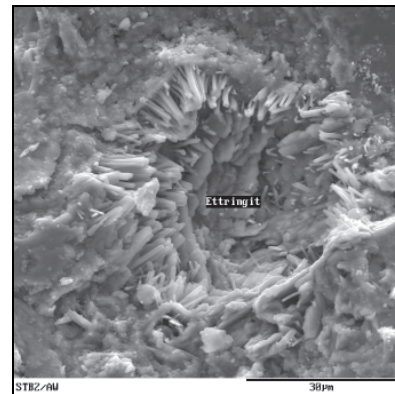


Bild 5: Straßenbeton 2: Ausgangszustand
Ettringitneubildung in einer Luftpore

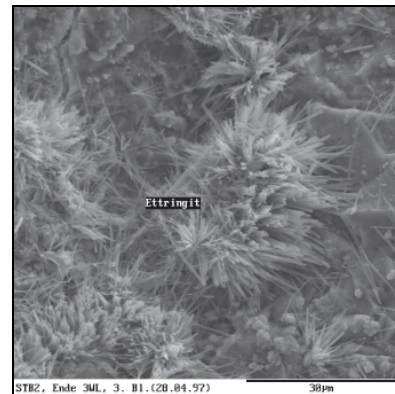


Bild 6: Straßenbeton 2: Ende 3. Belastungsstufe
Ettringitkristalle in einer Luftpore

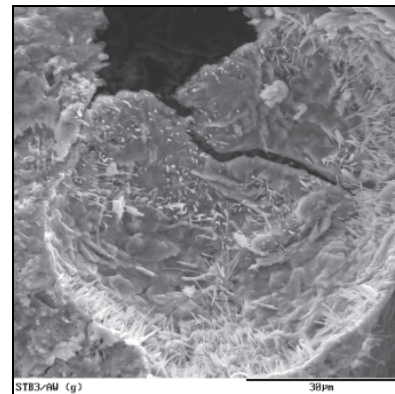


Bild 7: Straßenbeton 3: Ausgangszustand
Vereinzelte Ettringitkristalle in einer Luftpore

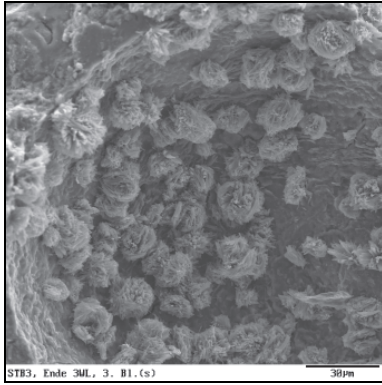


Bild 8: Straßenbeton 3: Ende 3. Belastungsstufe
Mit kugelförmigen Ettringitformationen belegte Porenwände

3.3 Zusammenfassung der Klimawechsellagerungsergebnisse

Im Ergebnis der beiden Klimawechsellagerungen mit Belastungsbeginn nach 28 d und nach 2–3 Jahren war festzustellen, dass die Dehnung als Maß für den Eintritt und das Fortschreiten von Gefügeschädigungen als sensibelste und damit am besten geeignete Methode eingestuft werden kann. Sie wird deshalb für die Gesamtbewertung der Klimawechsellagerungsergebnisse herangezogen.

In Abhängigkeit vom Alter der untersuchten Probekörper bei Beginn der Klimawechsellagerung kann durch wechselnde intensive Trocknung und Wiederbefeuchtung und die damit verbundenen Stoff- und Feuchtetransportvorgänge eine schädliche Dehnung sowie auffällige Anreicherung von Ettringit in den Poren stattfinden. Je eher die Belastung einsetzte, desto massiver war die Ettringitanreicherung und desto größer die Dehnung. Die Änderungen der Ultraschallgeschwindigkeit und der Massen folgten tendenziell den ermittelten Dehnungsänderungen. Sie erreichten jedoch in keinem Fall ein kritisches Ausmaß.

Ein tatsächlicher Zusammenhang zwischen ermittelter Dehnung und der Anreicherung an Ettringit konnte mit Hilfe der Klimawechsellagerungsergebnisse nicht nachgewiesen werden.

4. Begutachtung der Straßenbetone

Beginnend mit der Probenahme für die 2. Klimawechsellagerung wurden die Gefügeveränderungen der Betone 11 Jahre lang in regelmäßigen Abständen untersucht. Die gewählten Begutachtungszeitpunkte sind der Tabelle 4 zu entnehmen. Neben einer augenscheinlichen Begutachtung des Oberflächenzustandes der unter Last liegenden Verkehrsfläche wurden an größeren Flächenbereichen Ultraschall-Oberflächen-Messungen vorgenommen. Zusätzlich wurden Bohrkern für mikroskopische und mikroanalytische Untersuchungen sowie für eine tiefenabhängige Profilmessung mittels Ultraschall zur Gefügebewertung entnommen.

4.1 Augenscheinliche Beurteilung der Straßenbetone

Anhand der augenscheinlichen Untersuchung zum Zeitpunkt der Probenahmen für die zweite Klimawechsellagerung nach zwei bzw. 3 Jahren konnten noch keine Unterschiede zwischen Betonen 1 und 2 erkannt werden. In keinem Fall konnten augenscheinlich sichtbare Rissbildungen wahrgenommen werden. Der Straßenbetonabschnitt 3.2 hingegen zeigte deutliche Risse auf der Oberfläche. Bis zum Ende des Gesamtuntersuchungszeitraumes entwickelten sich die einzelnen Oberflächen der Straßenabschnitte unterschiedlich.

Tabelle 4: Herstellungs- und Begutachtungszeitpunkte

	Straßenbeton 1		Straßenbeton 2		Straßenbeton 3	
	Datum	Alter	Datum	Alter	Datum	Alter
Betonierzeitpunkt	9. 11. 1993	0	22. 11. 1994	0	17. 10.– 27. 10. 1994	0
1. Messung	29. 10. 1996	3	22. 10. 1996	2	17. 4. 1997	2,5
2. Messung	30. 11. 2000	7	29. 3. 2000	5,5	5. 5. 1999	4,5
3. Messung	12. 11. 2002	9	12. 11. 2002	8	21. 11. 2002	8
4. Messung	16. 11. 2004	11	30. 11. 2004	10	21. 11.– 1.12.2004	10

Straßenbeton 1 befindet sich auch nach 11 Jahren Nutzungsdauer (Bild 9) noch in einem sehr guten Zustand. Neben den normalen Verschleißerscheinungen der Oberfläche durch Abrieb wurde nur eine sehr leichte Netzrissbildung mit Maschenweiten von 2 cm und Rissbreiten mit 0,1 bis 0,2 mm beobachtet.

Straßenbeton 2 zeigte bei der Zwischenkontrolle nach 5,5 Jahren noch keine augenscheinliche Rissbildung. Im Alter von 10 Jahren (Bild 10) war eine deutliche Veränderung des Oberflächenzustandes wahrzunehmen. Neben einem feinen Rissystem mit max. Rissweiten bis zu 0,2 mm wurde eine große Anzahl oberflächlicher Abplatzungen mit einem Durchmesser zwischen 1 und 5 cm beobachtet. Die Abplatzungen traten im Bereich der begutachteten Lastspur auf. Der Standstreifen befand sich ab einem Abstand von 20 cm vom Fahrstreifen in einem sehr guten Zustand ohne erkennbare Risse und Abplatzungen. Die Schädigung ist somit nicht auf eine verkehrslastunabhängige, reine Frost-Tausalz-Schädigung zurückzuführen.

Die aus den verschiedenen Bereichen des 3. Betonloses entnommenen Bohrkern wiesen nach 4,5 Jahren Nutzungszeit, im Gegensatz zu den ersten Untersuchungen nach ca. 2 Jahren Nutzungszeit, keine wesentlichen Unterschiede im Schädigungsgrad mehr auf. Auf den Plattenoberflächen wurde in beiden Bereichen eine intensive Netzrissbildung mit Maschenweiten von 4–6 cm, Rissweiten > 0,1 mm und bereits abgeplatzten Rissufern festgestellt. Bei der Abschlussbegutachtung nach 11 Jahren (Bilder 11 und 12) waren 2 Felder des Abschnittes 1 aufgrund starker Schädigung ausgewechselt worden. An den verbleibenden Platten wurden einzelne, vom Plattenrand ausgehende extreme, konstruktiv bedingte Risse saniert. Unter Ausschluss dieser extremen Einzelrisse befand sich der Straßenbeton 3.1 jedoch in einem besseren Allgemeinzustand. Im Bereich 3.1 traten in der Plattenmitte Rissbreiten bis 0,3 mm auf, während im Bereich 3.2 Rissbreiten bis 0,5 mm gefunden wurden. Auf beiden Abschnitten waren, im Gegensatz zu den Straßenbetonen 1 und 2, Längsrisse dominierend, Querrisse waren deutlich feiner. Ausgeprägte Längsrisse zeigten sich insbesondere ausgehend von den Quertugen der Platten. Auch hier waren höhere Rissbreiten am Straßenbeton 3.2 festzustellen.

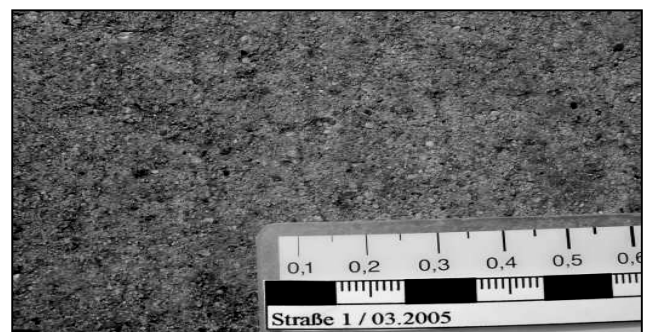


Bild 9: Straßenbeton 1: Oberflächenriss mit Rissweite von 0,15 mm nach 11 Jahren

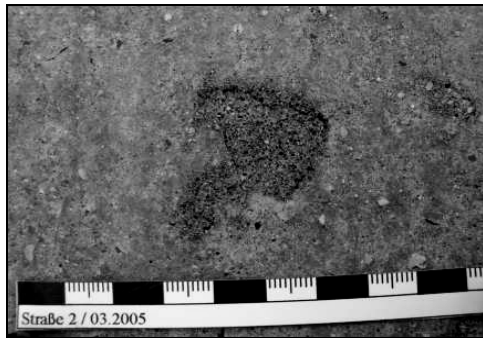


Bild 10: Straßenbeton 2: Oberflächliche Abplatzung im Alter von 10 Jahren

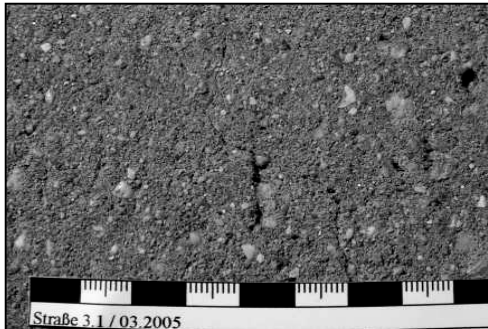


Bild 11: Straßenbeton 3.1: Straßenoberfläche mit Längsriss im Alter von 10 Jahren

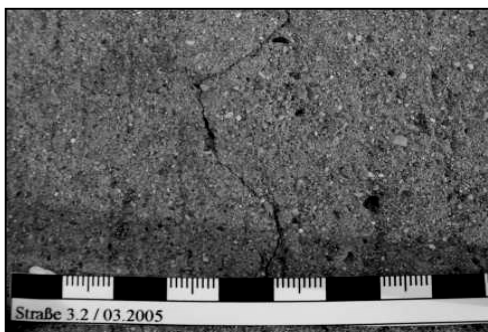


Bild 12: Straßenbeton 3.2: Oberflächenlängsriss nach 10 Jahren

4.2 Mikroanalytische Untersuchungen

Mikroskopische Dünnschliffuntersuchungen

Neben der augenscheinlichen Bewertung hinsichtlich Rissbildung, Karbonatisierungsfortschritt und Phasenneubildungen war eine Bewertung der Veränderung der Porenkenngrößen Gegenstand der Dünnschliffuntersuchungen.

An den Dünnschliffen des Straßenbetons 1 (Bild 13) konnten über den gesamten Beobachtungszeitraum keine wesentlichen Veränderungen festgestellt werden. Es wurden ausschließlich wenige feine Mikrorisse ausgehend von der Oberfläche festgestellt. Phasenneubildungen außerhalb der karbonatisierten Randzone konnten nicht nachgewiesen werden. Das Betongefüge befand sich bis zum Zeitpunkt der Abschlussuntersuchung nach 11 Jahren in einem insgesamt sehr guten Zustand. Im Wesentlichen waren die Poren frei von Phasenneubildungen. Nur in Ausnahmefällen konnten feine Ettringitrasen nachgewiesen werden.

Wie an Straßenbeton 1 konnten am Straßenbeton 2 (Bild 14) zu den Beprobungszeitpunkten nach 5,5, 8- und 10-jähriger Nutzungszeit keine signifikanten Veränderungen des Gesamtgefüges beobachtet werden. Die Karbonatisierungsfront schritt von 0,2 mm (1,5 Jahre) auf 1,3 mm (10 Jahre) voran.

Der allgemeine Gefügestand der augenscheinlich unterschiedlich bewerteten Oberbetone der Bereiche 1 und 2 des Straßenbetons 3 (Bilder 15 und 16) war über den gesamten Untersuchungszeitraum ebenfalls als gut zu bewerten. Phasenneubildungen waren außerhalb der karbonatisierten Randzone nicht nachweisbar.

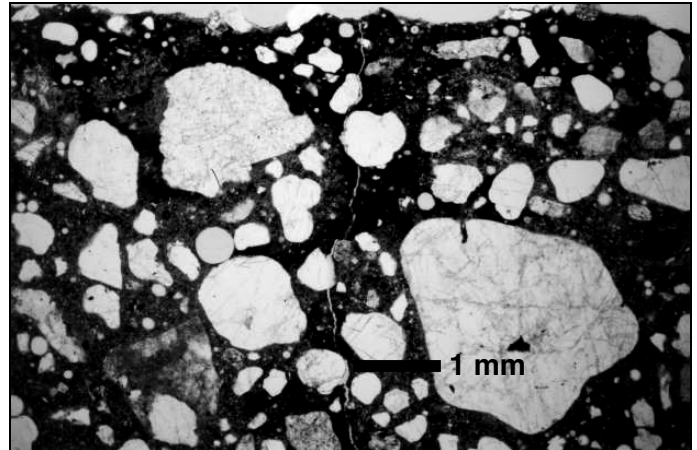


Bild 13: Straßenbeton 1 (11 Jahre)

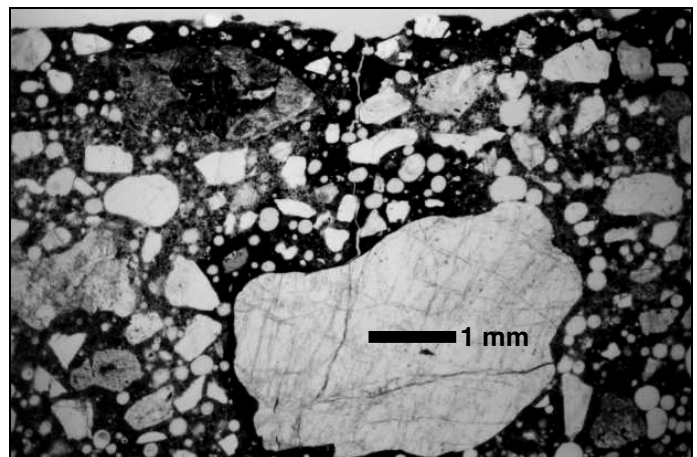


Bild 14: Straßenbeton 2 (10 Jahre)

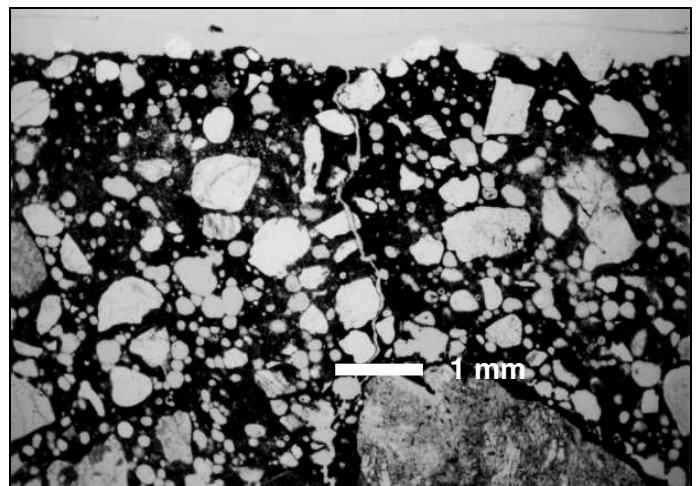


Bild 15: Straßenbeton 3.1 (10 Jahre)

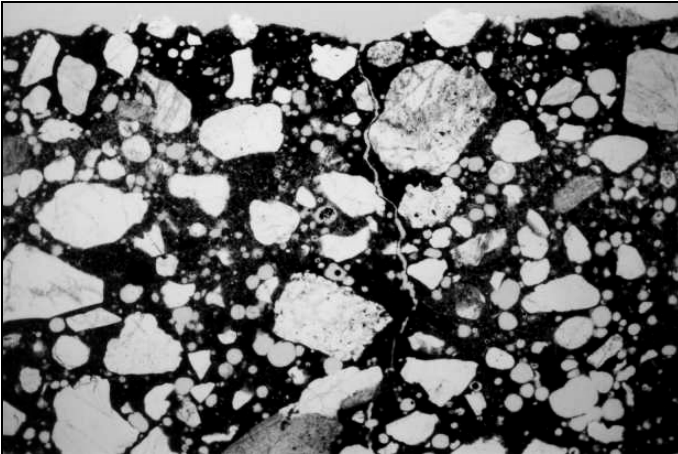


Bild 16: Straßenbeton 3.2 (10 Jahre)

REM-Untersuchungen

Ziel der Untersuchungen am Rasterelektronenmikroskop war der Nachweis von Phasenneubildungen, vor allem in Luftporen und Rissen, im oberflächennahen Bereich und in tieferen Bereichen.

Die Untersuchungen nach der Klimawechsellagerung im Labor hatten gezeigt, dass Ettringitanreicherungen erst deutlich unterhalb der obersten, karbonatisierten Schicht auftreten. Dieser Befund wurde durch die Ergebnisse der Betrachtung der frei bewitterten Straßenbetonproben im Wesentlichen bestätigt.

Bis zum Ende des Untersuchungszeitraumes wurden an keinem der untersuchten Betone größere Mengen an Phasenneubildungen nachgewiesen. Ettringit trat in den meisten Fällen in Verbindung mit Portlandit auf. Eine auffallende Rissbildung wurde nicht beobachtet.

Im Gefüge des Straßenbetons 1 (Bilder 17 und 18) zeigte sich über den gesamten Untersuchungszeitraum ein nahezu unverändertes Bild. Die karbonatisierte Randzone schritt langsam fort und stieg auf 0,5 mm an. Erst unterhalb der karbonatisierten Randzone wurde Ettringit neben Portlandit auf den Porenoberflächen detektiert. Mit zunehmender Tiefe stieg der Anteil an Ettringit an, sank dann jedoch wieder ab. In tieferen Bereichen (nach 11 Jahren unterhalb von 56 mm) waren die Poren im Wesentlichen frei von jeglichen Phasenneubildungen.

Am Straßenbeton 2 waren bereits nach 2-jähriger Nutzungszeit an den Porenwänden der künstlichen Luftporen deutliche Ettringitphasenneubildungen nachweisbar. Bis zu einer Nutzungsdauer von 10 Jahren (Bilder 19 und 20) zeigte sich jedoch keine kritische Zunahme von Phasenneubildungen. Unterhalb der karbonatisierten Randzone trat Ettringit gemeinsam mit Portlandit auf den Wandungen der künstlichen Luftporen auf. Teilweise war der Ettringit in der randnahen Zone oberflächlich karbonatisiert. Mit zunehmender Tiefe nahm der Anteil an Portlandit an den oberflächlichen Phasenneubildungen jedoch ab. Ab einer Tiefe von 40 mm konnten nur noch geringfügige Spuren von Ettringitneubildungen nachgewiesen werden.

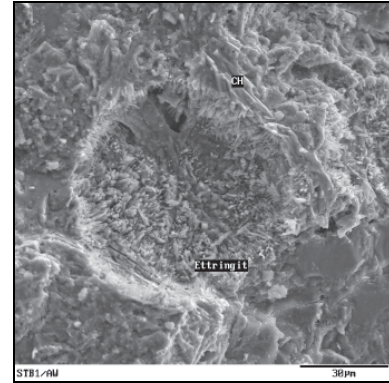


Bild 17: Straßenbeton 1 (nach 3 Jahren)
Ettringitrasen in einer Luftpore

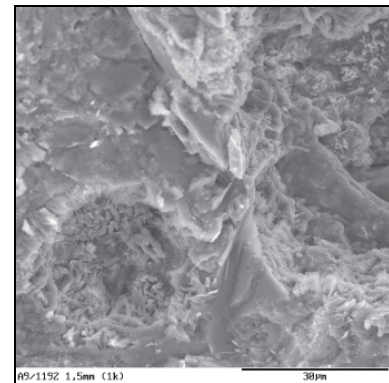


Bild 18: Straßenbetone 1 (nach 11 Jahren)
erste nachweisbare Ettringitneubildungen in 1,5 mm Tiefe

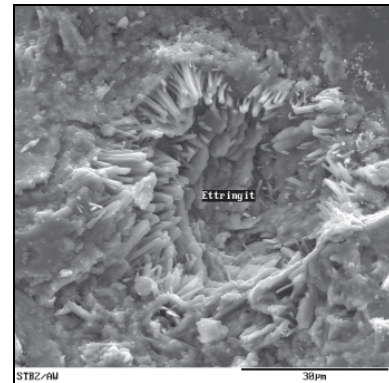


Bild 19: Straßenbeton 2 (nach 2 Jahren)
Ettringitkristalle in einer Luftpore

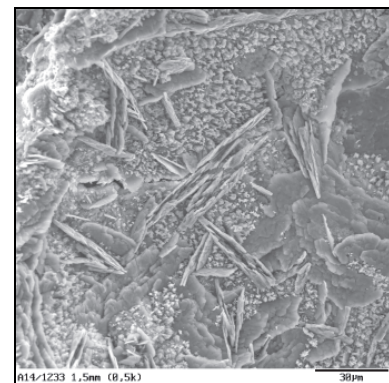


Bild 20: Straßenbeton 2 (nach 10 Jahren)
Ettringit neben Portlandit in 1,5 mm Tiefe

Bei der Aufnahme des Straßenbetons 3 in die Untersuchungen nach einer Nutzungsdauer von 2,5 Jahren wurde im oberflächennahen Bereich erwartungsgemäß viel Calcit gefunden, erst in tieferen Bereichen wurden wenige und sehr feine Ettringitkristalle nachgewiesen. Ebenso wie bei der visuellen Bewertung konnten bei den Untersuchungen nach 10 Jahren Nutzungsdauer (Bilder 22 und 23) auch hinsichtlich Phasenneubildungen keine wesentlichen Unterschiede zwischen den beiden Abschnitten festgestellt werden. Es wurde an keiner der beiden Prüfstellen eine ausgeprägte Ettringitbildung beobachtet. In jedem Fall dominierte Portlandit als Phasenneubildung auf den Porenwänden. Deutlich ausgebildeter Ettringit, wie bei den Straßenbetonen 1 und 2, wurde nur in Ansätzen gefunden.

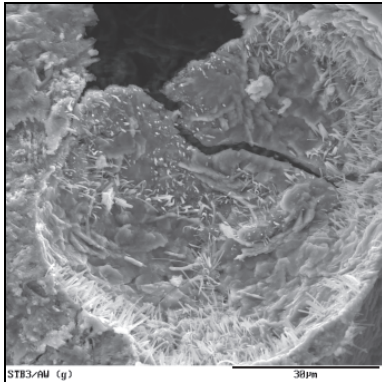


Bild 21: Straßenbeton 3: (nach 2,5 Jahren)
Vereinzelte Ettringitkristalle in den Luftporen

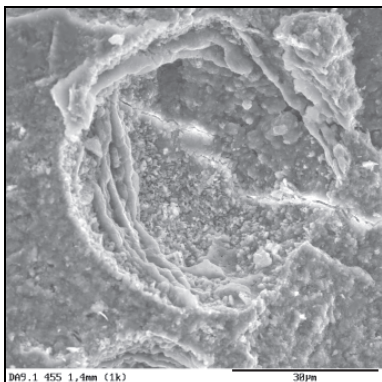


Bild 22: Straßenbeton 3.1 (nach 10 Jahren)
Portlandit neben Ettringit in 1,4 mm Tiefe

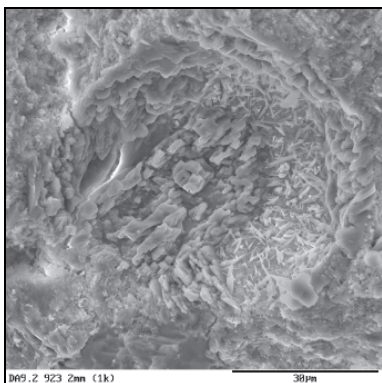


Bild 23: Straßenbeton 3.2 (nach 10 Jahren)
Portlandit neben Ettringit in 2 mm Tiefe

4.3 Ultraschallmessungen

Um Qualitätsunterschiede innerhalb eines Loses bzw. innerhalb einer Fahrbahnplatte und Qualitätsänderungen über die Nutzungszeit zu erfassen, wurden an der Fahrbahn über größere Flächenbereiche Ultraschall-Oberflächen-Messungen vorgenommen. Um den Einfluss schwankender Feuchtegehalte der Betone auf die Messergebnisse zu minimieren, wurden die Flächenmessungen im Herbst bzw. im Frühjahr durchgeführt. Schwankungen durch unterschiedliche Feuchtegehalte innerhalb der Messreihen sind jedoch trotzdem unvermeidlich. Zusätzlich wurde an Bohrkernen im Labor eine mechanische Rasterung senkrecht zur Bohrkernachse mit einem Messpunktabstand von 0,5 cm im ausgleichsfeuchten Zustand durchgeführt, um bei eventueller Schädigung auch eine Schädigungstiefe zu erfassen.

Aus dem Vergleich der im Beobachtungszeitraum durchgeführten großflächigen Ultraschallmessungen im oberflächennahen Bereich geht hervor, dass der Straßenbeton 1 die höchsten Schallgeschwindigkeitswerte aufweist. Nach der 1. Messung betrug die Differenz zum Straßenbeton 2 ca. 4 % und zum Straßenbeton 3 ca. 10 %. Eine Ursache für die Differenz muss jedoch auch in dem stark erhöhten Luftporengehalt des Straßenbetons 3 (Bilder 15 und 16) gesehen werden. Nach der 4. Messung vergrößert sich die Differenz auf ca. 18 % zum Straßenbeton 2 und auf ca. 14 % zum Straßenbeton 3. Die bis auf wenige Ausnahmen erzielte gute Auswertbarkeit der digitalen Ultraschallsignale sowie die ermittelten Schallgeschwindigkeitsänderungen der untersuchten Autobahnabschnitte bestätigen die in den Dünnschliffen ermittelten geringen Risstiefen von durchschnittlich 6 bis 10 mm.

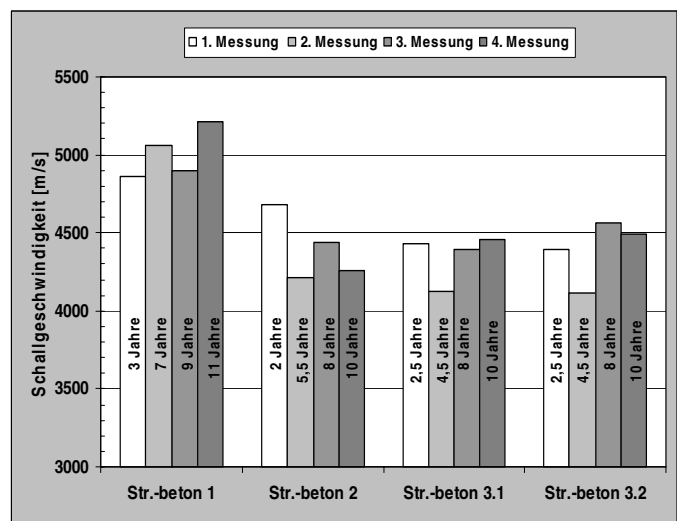


Bild 24: Vergleich der mittleren Schallgeschwindigkeiten aus den Flächenmessungen

Durch die Rastermessungen an den ausgleichsfeuchten Bohrkernen wurden die prinzipiell höheren Schallgeschwindigkeiten des Straßenbetons 1 bestätigt. Der Straßenbeton 2 zeigte im äußeren Randbereich den niedrigsten Schallgeschwindigkeitswert. Die niedrigeren Schallgeschwindigkeiten im oberflächennahen Bereich aller Straßenbetone pflanzen sich bis in eine Tiefe von ca. 2 bis 3 cm beim Straßenbeton 1 und bis zu einer Tiefe von ca. 3 bis 4 cm bei den Straßenbetonen 2 und 3 fort, wobei der Straßenbeton 2 die größten Differenzen zwischen Rand- und Kernbereich aufwies.

5. Schlussfolgerungen – Abschätzung der Übertragbarkeit der Ergebnisse aus zeitraffenden Laboruntersuchungen auf Praxisbedingungen

Die grundlegenden Mechanismen für die Rekristallisation von Ettringit im erhärteten, nicht wärmebehandelten Beton wurden unter anderem auf der Basis der gewonnenen Klimawechsellaagerungsergebnisse der vorangegangenen Forschungsprojekte [2], [3], [4] in der Dissertation Bollmann [1] herausgearbeitet. Sie werden hier zur Einführung zusammenfassend dargestellt.

Die primäre Ettringitbildung findet bei anfänglichen pH-Werten von ca. 13,0 statt. Im Alter von 24 Stunden steigt der pH-Wert auf Werte über 13,6 an. Die Stabilitätsbedingungen für Ettringit sind in diesem pH-Bereich in Abhängigkeit vom Sulfatangebot in der Porenlösung ggf. nicht mehr gegeben, so dass die Bildung von Ettringit in intakten, nicht wärmebehandelten Betonen ab einem Alter von einem Tag unwahrscheinlich wird. Durch ständige Wechsel von Trocknung und Wasserzufuhr in Verbindung mit einer Auswaschung der Alkalien kann der pH-Wert im Laufe der Nutzungszeit absinken und somit die Bedingungen für die Bildung von Ettringit wieder hergestellt werden, da Sulfat im Wesentlichen im Gefüge verbleibt. Erhöhte Gefügedurchlässigkeiten und Risse beschleunigen diesen Prozess. Ettringit kann infolge dieses Prozesses vorwiegend in Poren, Rissen und Schwachstellen des Gefüges gefunden werden, führt jedoch nicht zwangsläufig zu einer Verschlechterung der Festbeeigenschaften.

Folgende Randbedingungen sind nach Bollmann [1] für die Ettringitneubildung im erhärteten Beton von entscheidendem Einfluss:

- Häufige Feuchtewechsel mit intensiver Trocknung und Wiederbefeuchtung bewirken einen erhöhten Feuchte- und Stofftransport und führen zu örtlichen Anreicherungen von Phasenneubildungen in den Schwachstellen des Gefüges, wie Kontaktzonen Zementstein–Gesteinskörnung, Poren und Rissen.
- Erhöhte Temperaturen während der Trocknungsphase verstärken den Feuchte- und Stofftransport und können zu thermisch bedingten Spannungen und Gefügevorschäden führen, die eine Ettringitbildung fördern.
- Der w/z-Wert bestimmt die Permeabilität des Gefüges gegenüber Flüssigkeiten und Gasen. Betone mit niedrigen w/z-Werten weisen zwar das dichtere Gefüge auf, jedoch auch das höhere Potential an Reaktionspartnern aufgrund der höheren Zementgehalte. Stärkere Schwind- und Verformungseigenschaften führen zu einer erhöhten Gefahr von Vorschäden innerhalb des Gefüges, die die Durchlässigkeit des Gefüges erhöhen.
- Der Alkaligehalt des Zementes beeinflusst das Dehnungsverhalten unter Einwirkung wechselnder Feuchte- und Temperaturbedingungen. Alkaligehalte über 1,1 % Natriumäquivalent können bei intensiven Feuchte- und Temperaturwechseln zu schädlichen Dehnungen und daraus resultierenden Rissbildungen führen.
- Künstlich eingebrachte Luftporen sind bevorzugte Wachstumsräume für Phasenneubildungen. Sie verringern das Ausmaß der Dehnung durch Abbau der Rekristallisationsdrücke. Durch ein Zuwachsen der Poren kann ihre Wirksamkeit hinsichtlich einer Unterbrechung des Kapillartransports und der Druckkompensation während eines Frost- und Frost-Tausalzangriffs herabgesetzt werden. In der Folge kann es zu einer Verstärkung von Frost- und Frost-Tausalzschäden kommen.

Ziel einer Klimawechsellaagerung im Labor war die Beurteilung der Empfindlichkeit von Betonen hinsichtlich schädigenden

Phasenneubildungen und Gefügeveränderungen. Im Mittelpunkt der vorliegenden Forschungsarbeit steht nun die Beurteilung der Übertragbarkeit der Ergebnisse dieser Klimawechsellaagerung im Labor auf das Langzeitverhalten dieser Betone unter realen Nutzungsbedingungen in einem Beobachtungszeitraum bis zu 10 bzw. 11 Jahren.

Für die Untersuchungen wurden ursprünglich zwei Lose unterschiedlicher Betonautobahnen ausgewählt, deren Betone einer zeitraffenden Klimawechsellaagerung ab dem 28. Tag nach der Herstellung und nach 2 bzw. 3 Jahren Nutzungsdauer unterworfen wurden und deren reales Verhalten in der Praxis augenscheinlich und mittels mikroanalytischer Verfahren über einen Zeitraum von 10 bzw. 11 Jahren verfolgt wurde. Zum Zeitpunkt der zweiten Klimawechsellaagerung wurden zwei weitere Betonlose eines Autobahnabschnittes mit augenscheinlich unterschiedlicher Oberflächenschädigung in die Untersuchung aufgenommen.

Die jungen, nach 28 Tagen der Laborwechselbelastung ausgesetzten, Betone reagierten deutlich empfindlicher auf die intensiven Wechsel der Trocknung und Wiederbefeuchtung als die reifen 2–3 Jahre alten Betone. Eine differenzierte Beurteilung der Empfindlichkeit der untersuchten Straßenbetone war möglich. Es wurde für beide Betone (Straßenbeton 1 und 2) eine mit der Intensität der Klimawechsellaagerung zunehmende Dehnung und Neigung zu schädigenden Phasenneubildungen (Ettringit) festgestellt. Jedoch nur die am Straßenbeton 2 (Ausbauproben "Straße") provozierten Dehnungen überschritten das kritische Maß von 0,5 mm/m. Ein Zusammenhang zwischen der Menge an neugebildetem Ettringit und der auftretenden Dehnung konnte nicht festgestellt werden. Nach der Klimawechsellaagerung mit der höchsten Belastungsstufe waren die künstlich eingebrachten Luftporen fast vollständig mit Phasenneubildungen ausgefüllt. Diese wirkten jedoch in keinem Fall selbst schädigend, sondern traten nur als Folge einer die Durchlässigkeit des Betongefüges erhöhenden Mikroschädigung auf. Eine Füllung der künstlichen Luftporen kann jedoch durch die Aufhebung ihrer Wirksamkeit die Frost- und Frost-Tausalz-Widerstandsfähigkeit erheblich beeinträchtigen und damit zu einem Folgeschaden führen.

Ziel der Wechsellaagerung nach 2 bzw. 3 Jahren Nutzungsdauer war die Beurteilung der nutzungsbedingten Vorschädigung des Betongefüges durch Verkehrsbelastung und Witterungsbedingungen auf die Empfindlichkeit von Betonen hinsichtlich schädigenden Phasenneubildungen und Gefügeveränderungen. Hinsichtlich der Dehnung wurden ähnliche Tendenzen wie bei der ersten Wechsellaagerung festgestellt, jedoch mit einem geringeren Ausmaß. Verstärkte Phasenneubildungen konnten nicht provoziert werden. Die in den Bohrkernen vorhandenen natürlichen Vorschäden wirkten sich somit nicht nachteilig hinsichtlich einer Neigung zur Phasenneubildung aus.

Diese Feststellungen decken sich mit den Beobachtungen an den unter natürlicher Bewitterung stehenden Betonlosen über den bisherigen Beobachtungszeitraum. Trotz der teilweise deutlich sichtbaren Risse auf den Oberflächen aller begutachteten Straßenbetone wurden in keinem der untersuchten Gefüge kritische Mengen an Phasenneubildungen gebildet. Die Dünnschliffuntersuchungen ergaben, dass die Oberflächenrisse sich zum überwiegenden Teil nicht tief im Gefüge fortsetzten. Es wurden maximale Risstiefen bis 15 mm detektiert. Die meisten Risse reichten nur wenige Millimeter tief in das Gefüge und wiesen geringe Rissbreiten unter 10 µm auf. Dieses Ergebnis wurde durch die über den Beobachtungszeitraum relativ konstanten Schallgeschwindigkeiten im oberflächennahen Bereich von 2–3 cm bestätigt.

Die während der Klimawechsellaagerung im Alter von 28 Tagen festgestellte höhere Empfindlichkeit des Straßenbetons 2 wurde

bestätigt. Trotz der deutlich geringeren Verkehrsbelastung wies dieser Beton größere Rissbreiten und Oberflächenschäden als der Straßenbeton 1 auf.

An allen beobachteten Betonlosen konnte ein Verwitterungsfortschritt über den Beobachtungszeitraum festgestellt werden. Dabei traten am Straßenbeton 1 die geringsten Oberflächenschädigungen auf und am Straßenbeton 2 im letzten Beobachtungsstadium die stärksten. Trotz des frühzeitigen Eintretens der Oberflächenrisse am Straßenbeton 3.2 konnte kein wesentlich verstärkter Schadensfortschritt beobachtet werden. In keinem Fall führte die bis zu einem Alter von 10 bzw. 11 Jahren entstandene Gefügeschädigung zu einer schädigenden Phasenneubildung. Ausschließlich im direkten oberflächennahen Bereich bis 5 cm unterhalb der karbonatisierten Randzone konnten im Rasterelektronenmikroskop geringfügige Phasenneubildungen nachgewiesen werden. Dieser Befund entspricht dem des ersten Begutachtungszeitpunktes. Eine signifikante Verstärkung von Phasenneubildungen konnte bei den folgenden Begutachtungszeitpunkten jedoch nicht beobachtet werden. Hier wird eine Übereinstimmung mit dem Ergebnis der zweiten Wechsellagerung deutlich. Die durch die Verkehrsbelastung und Bewitterung verursachte Schädigung der Randzone war nicht ausreichend, um massive Phasenneubildungen und Gefügeveränderungen auszulösen.

6. Zusammenfassung

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die im Labor durch die Klimawechsellagerung an 28 Tage alten Probekörpern z. T. ausgelösten Phasenneubildungen, die am Straßenbeton unter Nutzungsbedingungen nachgewiesenen Phasenneubildungen und Gefügeveränderungen bei weitem überschritten. Der Vergleich der Ergebnisse der 1. und 2. Wechsellagerung zeigte, dass sich extreme Klimawechselbelastungen auf einen jungen Beton deutlich stärker auswirken als auf einen Beton mit ausgereiftem Gefüge. Das an den Realsystemen über 10 bis 11 Jahre beobachtete Verhalten entspricht zwar tendenziell den Ergebnissen der Wechsellagerung, jedoch in einem deutlich geringeren Ausmaß. Eine Überprüfung der Gefügestände der Betone nach weiteren 10 Jahren ist notwendig, da die Laborsimulation Aussagen über die gesamte Nutzungsdauer erbringen sollte, welche durch eine 10-jährige Beobachtungsdauer bei weitem nicht abgedeckt wurde.

Untersuchungen an einigen sehr alten, als Referenz hinzugezogenen Betonlosen bewiesen, dass es zu massiven Phasenneubildungen mit Füllung der Luftporen in der Realität kommen kann und die durch die Klimawechsellagerung ausgelösten Lösungs-, Transport- und Anreicherungsprozesse unter Nutzungsbedingungen tatsächlich auftreten. Im Normalfall sind jedoch bei Einhaltung der durch die ZTV Beton-StB 01 [6] gegebenen Anforderungen an den zu verwendenden Zement, die Betonzusammensetzung und an eine gründliche Nachbehandlung unter normalen Verschleißbedingungen auch bei einer

leichten Oberflächenrissbildung keine schädigenden Phasenneubildungen zu erwarten.

Die Auswirkung konstruktiver und statischer Mängel, die zu deutlich größeren Rissbildungen führen und somit den Feuchte- und Stofftransport erheblich verstärken können, wurden im Rahmen dieser Arbeit nicht betrachtet.

Ebenfalls können aufgrund des gewählten Beobachtungsbereiches keine Aussagen über eventuelle Alkalikieselsäurereaktionen in tieferen Bereichen des Betongefüge getroffen werden, die längsrisssverursachend (Straße 3.1 und 3.2) sein können. Der Beobachtungsbereich bezog sich auf einen Tiefenbereich bis zu 6 cm unter der Oberfläche, da hier die wesentlichen, aus wechselnder Trocknung und Wiederbefeuchtung resultierenden Einflüsse erwartet wurden. Nach persönlicher Auskunft von Herrn Dr. Freyburg (FIB Weimar) finden Alkalireaktionen mit "slow late" Gesteinskörnungen jedoch erfahrungsgemäß erst in einem Tiefenbereich ab 6 cm statt. Die Begutachtung oberflächennaher Bereiche bzw. der Gefügebereich um die groben, augenscheinlich wahrnehmbaren Risse ist überwiegend nicht zielführend hinsichtlich AKR. Ein Indiz, dass es sich bei den gefundenen Oberflächenrisen nicht um AKR-verursachte Risse handelt, ist der Rissverlauf der gefundenen Oberflächenrisse. Die Risse endeten blind im Gefüge und gehen nicht von Gesteinskörnern aus, die selbst gerissen sind. Aufgrund der erhöhten Dehnungsneigung der Straßenbetone 2 und 3 während beider Klimawechsellagerungen, der Verwendung von Quarzporphyren sowie der sichtbaren Längsrisssbildung am Straßenbeton 3 darf dieser Schädigungsaspekt bei weiteren Beprobungen jedoch nicht außeracht gelassen werden.

Literaturverzeichnis

- [1] Bollmann, K.: Ettringitbildung in nicht wärmebehandelten Betonen. Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, Berlin: dissertation.de, 2000
- [2] Bollmann, K.: Vergleichende betontechnische und mikroanalytische Untersuchungen zur Entstehung von Oberflächerrissen in Betonfahrbahndecken, FA 8.128, 1995
- [3] Bollmann, K.: Betontechnologische und mikroanalytische Untersuchungen zur Rissbildung in Betonfahrbahndecken, FA 8.144, 1997
- [4] Bollmann, K.; Erfurt, W.; Frentzel, A.: Untersuchungen zu Gefügeschädigungen an Betonfahrbahndecken – Teil II: Oberflächenrisse, FE 8.154, 2001
- [5] Frentzel-Schirmacher, A.; Erfurt, W.: Übertragbarkeit der Laboruntersuchungen auf das Verhalten in der Praxis, Forschungsprojekt der FGSV, FGSV 3/2001, Fortsetzung [2]–[4], 2005
- [6] ZTV Beton-StB 01: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton, FGSV 899, Köln, 2001
- [7] Setzer, M.J.; Hartmann, V.: CDF-Test Prüfvorschrift. In: Beton und Fertigteiltechnik 9 (1991), Nr. 57, S. 83–86
- [8] Merkblatt für die Herstellung und Verarbeitung von Luftporenbeton, FGSV, Köln, 1991