

# Frührissbildungen in flächigen Betonbauteilen – Ursachen und Vermeidung

*Bereits unmittelbar nach dem Einbau des Frischbetons treten Verformungen auf, die selbst im plastischen Zustand zu Rissbildungen führen und dadurch die Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit nachteilig beeinflussen können. Ursache ist neben dem Setzen des Frischbetons das Frühschwinden in der Randzone des Bauteiles infolge von Wasserverlust durch Verdunstung. In DIN EN 13670:2011-03 und DIN 1045-3 wird deshalb darauf hingewiesen, dass das Frühschwinden durch eine geeignete Nachbehandlung gering zu halten ist bzw. verhindert werden muss. Dieser Forderung kann jedoch häufig nicht entsprochen werden, da bei Industrieböden, Parkdecks u.ä. Bauteilen zwischen dem ersten Oberflächenabschluss und der endgültigen, abschließenden Bearbeitung oder unmittelbar danach eine Begehrbarkeit des Bauteiles und die Möglichkeit der Nachbehandlung nicht gegeben ist. Diese »Nachbehandlungslücke« ist oft die Ursache, dass wiederholt Rissbildungen aufgetreten sind. Die vorhandene Bewehrung kann in diesem Stadium die sich einstellende Rissbreite nicht begrenzen. Im Folgenden wird auf die Ursachen der Frührissbildungen und deren Vermeidung am Beispiel der Ausführung eines ausgedehnten Parkdecks eingegangen. Dadurch soll auch auf Rissbildungen aufmerksam gemacht werden, die in der Bauausführung oft nicht die notwendige Beachtung finden.*

## 1 Sedimentation und Bluten des Frischbetons, Entstehen von Setzungsrisen

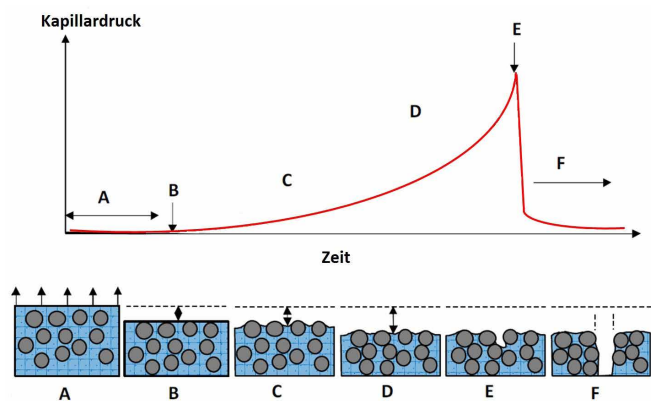
Ein Frischbeton üblicher Zusammensetzung kann als eine Suspension betrachtet werden, in der alle Bestandteile mit Wasser umhüllt und frei beweglich sind. Unter der Einwirkung der Vibrationsverdichtung und aufgrund der Schwerkraft sinken die schwereren Gesteinskörnungen in den unteren Bereich des Bauteiles ab, das sogenannte Blutwasser steigt zur Oberfläche auf und bildet dort zunächst einen durchgängigen Wasserfilm. Das Freisetzen des überschüssigen Zugabewassers im Zuge der Sedimentation stellt in dieser Frühphase bei ungeschützten horizontalen Bauteilflächen einen Schutz vor Austrocknung dar und ist damit hilfreich. Auch ein gewisses Nachsaugen dieses Wassers zurück in die Randzone des Bauteils findet infolge der begin-

nenden Hydratationsvorgänge statt und ist vorteilhaft. Nachteilig zu beurteilen sind Wasseransammlungen unter den oben liegenden Bewehrungsstäben, groben Gesteinskörnungen und Einbauteilen sowie ein Aufschwimmen von Zementleim und die Bildung einer Randschicht. Weiterhin ist zu beachten, dass über verformungsbehindernden Konstruktionsteilen breitere Risse entstehen können. Nicht alle Setzungsrisse sind sichtbar und können sich bei später einsetzenden weiteren Verformungen bis zum Bauteilrand verlängern. Insofern ist eine Begrenzung der Blutwassermenge unumgänglich.

Die Menge an Blutwasser hat sich in den letzten Jahrzehnten merklich verringert. Ursachen sind beispielsweise die Herabsetzung des Wasserzementwertes zur Erzielung hochfester Betone und die Vergrößerung des Wasserrückhaltevermögens durch die Zunahme von Feinststoffen in der Frischbetonmischung. Unter dem Gesichtspunkt der Vermeidung von Frühschwindrisen erscheint eine Optimierung der Betonzusammensetzung mit dem Ziel eines ausreichenden Blutwasserreservoirs durchaus angemessen. Die Steigerung der Betondruckfestigkeit wäre danach nur anzustreben, wenn konstruktiv unbedingt erforderlich.

## 2 Plastisches Schwinden, Entstehen von Frühschwindrisen

Ist eine horizontale Bauteiloberfläche ungeschützt der Außenluft ausgesetzt, verdunstet zunächst die Blutwasserschicht ohne jegliche Verformung des Gefüges (Abb. 1, Phase A). Die Verluste durch die Trocknung werden durch nachstoßendes Blutwasser ausgeglichen. Die fortschreitende Komprimierung des Feststoffgerüsts durch die Setzung (Phase B) erschwert den Nachschub des Blutwassers, sodass die Verdunstungsrate überwiegt. In der dann abgetrockneten Oberfläche, die charakteristisch nur noch mattfeucht erscheint, bilden sich Menisken zwischen den Feststoffpartikeln (Zement, Zusatzstoffe, Gesteinskörnung) aus, die Kapillarkräfte und damit ein horizontales Schwinden und eine Versteifung des Gefüges hervorrufen (Phase C). So lange noch eine Setzung stattfindet, wachsen die Kapillarkräfte nur langsam an. Mit der Einschränkung der Beweglichkeit und Behinderung des Flüssigkeitstransportes (kritischer Punkt in Abb. 2) beschleunigt sich der Aufbau des Kapillardrucks. Wenn die Randzone weiter austrocknet, vertiefen sich die Menisken und wan-

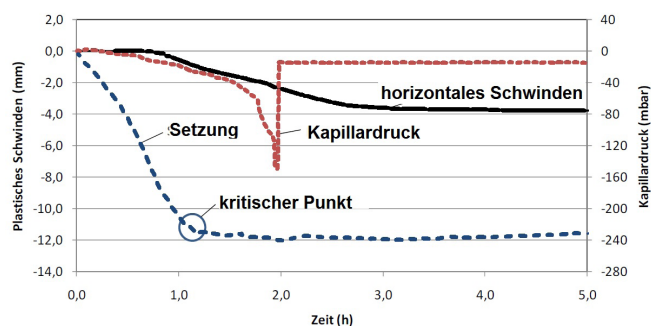


**Abb. 1:** Verdunstung des Wassers an der Bauteiloberfläche und Entwicklung des Kapillardrucks bis zur Rissbildung (nach [Com])

dem in das Bauteilinnere (Phase D). Dabei werden die Räume zwischen den Partikeln mit den größeren Radien zuerst entleert. Der Kapillardruck  $p_k$  steigt ständig weiter an, bis das Gefüge keinen ausreichenden Widerstand entgegensetzen kann und ein Lufteinbruch stattfindet, die Rissbildung hat lokal begonnen (Phase E).

Der Druck und der Zeitpunkt, an dem der Lufteintritt stattfindet, sind dominante Größen [Wit], [Slo2]. Das weitere Schwinden vertieft und verbreitert die Risse (Phase F). Für die Nachbehandlung ist von Bedeutung, dass die Kapillarspannungen sofort zurückgehen, wenn Wasser zugeführt wird. Wirkungsvoll ist demzufolge jede Maßnahme, die ein Austrocknen der Randzone verhindert oder wieder aufhebt.

Aufgrund der unterschiedlichen Partikelgröße und der Partikelverteilung im Zementleim vollzieht sich der Lufteintritt nicht gleichzeitig in allen Poren, sondern örtlich getrennt. Dies erklärt die örtlich unterschiedlichen Ergebnisse von Kapillardruckmessungen [Slo2]. Im Zuge der weiteren Austrocknung vereinigen sich die als Risspitzen wirkenden Störstellen im Gefüge, bevorzugt an Übergangszonen zwischen größeren Gesteinskörnungen und Zementleim und unter dem Einfluss einer Verformungsbehinderung, sodass eine Rissfront entsteht.



**Abb. 2:** Plastisches Schwinden vertikal (Setzen des Betons) und horizontal (Kapillarschwinden) sowie Kapillardruck eines trocknenden Betons ( $w/z = 0,65$ ) in den ersten 5 Stunden [Fon]

Der Kapillardruck und das Kapillarschwinden sind von einer Reihe von Faktoren mit unterschiedlicher und bei Überlagerung auch mit gegensätzlicher Auswirkung abhängig. Ein Anstieg tritt grundsätzlich auf mit der Zunahme der Zementmahlfeinheit (höherfeste Zemente) und durch Betonzusatzstoffe mit großer Oberfläche (Silikastaub) sowie mit der Verringerung des  $w/z$ -Wertes. Ungünstig sind weiterhin ein größeres Wasserrückhaltevermögen, ein höherer Zementleimgehalt, ein verzögertes Erstarren (Betonzusatzmittel) und eine langsame Hydratation und

Festigkeitsentwicklung (Zementart und -sorte). Die Umgebungstemperatur beschleunigt die Verdunstung und damit die frühzeitige Austrocknung, andererseits auch die Strukturbildung und den Widerstand gegen Rissbildung. Vorteilhaft ist ein verspäteter Trocknungsbeginn (Blutwasser, Nachbehandlung), besonders bei schnell erhärtenden Zementen. Da mit ansteigendem Wasserzementwert der rissauslösende Kapillardruck auf einen späteren Zeitpunkt verschoben wird, ergibt sich schließlich für die Betonzusammensetzung ein kritischer Bereich bei  $w/z = 0,45$  bis  $0,55$  [Wit].

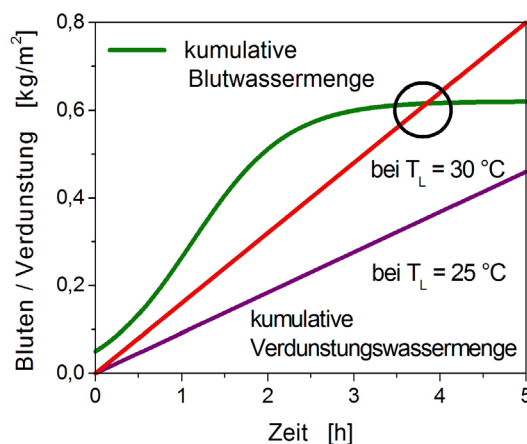
### 3 Freigesetzte Blutwassermenge

Nach [DBV1] kann bei befahrenen Konstruktionsteilen lediglich mit einem Blutwasservolumen von  $V_{BW} < 0,2$  Vol.-% (2,0 M.-%) gerechnet werden. Verschiedene Untersuchungen zeigen jedoch, dass der Anteil wesentlich größer ist. [Kre1] gibt bei einem Beton für befahrene Bauteile  $V_{BW} \approx 0,5$  Vol.-% und aus Untersuchungen des VDZ (Verein Deutscher Zementwerke e.V.) ein  $V_{BW} = 0,2$  bis  $0,5$  Vol.-% an. Diese Werte werden als Orientierung für die später zu beschreibende Betonzusammensetzung des Parkdecks angesehen und ergeben für das 12 cm dicke Bauteil etwa  $0,6 \text{ kg/m}^2$  (Abb. 3).

Festzustellen ist, dass die Blutwassermenge zunächst sehr rasch ansteigt und dann anschließend nur noch asymptotisch auslaufend zunimmt, sodass für das Parkdeck anfänglich mit nicht mehr als etwa  $0,3 \text{ kg/(m}^2\text{h)}$  gerechnet werden kann (Abb. 3). Da die Verdunstung unter sommerlichen Bedingungen diesen Wert in der Regel übersteigt, kann das Blutwasser nur als Unterstützung, nicht als ausreichend für eine rissfreie Herstellung der Verkehrsflächen angesehen werden. In der DIN EN 13670:2011-03 wird deshalb sehr begründet eine unverzüglich nach der Oberflächenbearbeitung anzuschließende Nachbehandlung und eine Zwischennachbehandlung bei einer zeitlich verschobenen Oberflächenbearbeitung gefordert.

Die dazu genannten Maßnahmen sind bei nicht gegebener Begehbarkeit eingeschränkt oder würden den Wassergehalt der Randzone ungünstig verändern; auf die Notwendigkeit und die Möglichkeiten der Nachbehandlung nach der Oberflächenbearbeitung wird normativ nicht eingegangen.

Die Blutwassermenge ist keine durch ein genormtes Prüfverfahren generell erfasste Eigenschaft des Frischbetons und ist nur für einen Beton mit Zusatzmitteln geregelt (DIN 480-4). Die Prüf-



**Abb. 3:** Entwicklung von Blut- und Verdunstungswassermenge und Beginn des risskritischen Zustandes im Bauteil. Schematische Darstellung der Bilanz zwischen dem aufsteigenden Blutwasser und der verdunstenden Wassermenge ( $T_L$  = Lufttemperatur)

methodik im Merkblatt [DBV1] verhindert nicht, dass praxisrelevante Faktoren (Verflüssigung durch Verdichtung, Bauteildicke usw.) zu größeren Streuungen der Ergebnisse führen. Da bei der Auslieferung das Betonwerk im Regelfall keine Angaben zum Wasserabsondern mitteilt, liegt keine Kenntnis über diese besondere Frischbetoneigenschaft vor.

#### 4 Beginn und Dauer der frühen Rissbildungsperiode

Unmittelbar nach dem Einbau des Frischbetons beginnen Hydrationsreaktionen des Zementes und der anderen reaktionsfähigen Feinstoffe, die das zunehmende Ansteifen bewirken und schließlich das Erstarren hervorrufen – ein Vorgang, dem zeitlich das Erhärten des Betons folgt. Charakteristisch für diesen Zeitraum sind drastische Veränderungen in den Eigenschaften. Zunächst wächst die Steifigkeit schnell an und die Verformbarkeit nimmt entsprechend ab, sodass auftretende Eigen- und Zwangsspannungen einen Zugbruch des noch labilen Gefüges herbeiführen können (Abb. 4). Frühe Spannungen können dabei aus Temperaturänderungen (abendliche Abkühlung) und der inneren Austrocknung infolge Hydratation (chemisches/autogenes Schwinden) bei niedrigen Wasserzementwerten  $< 0,40$  entstehen.

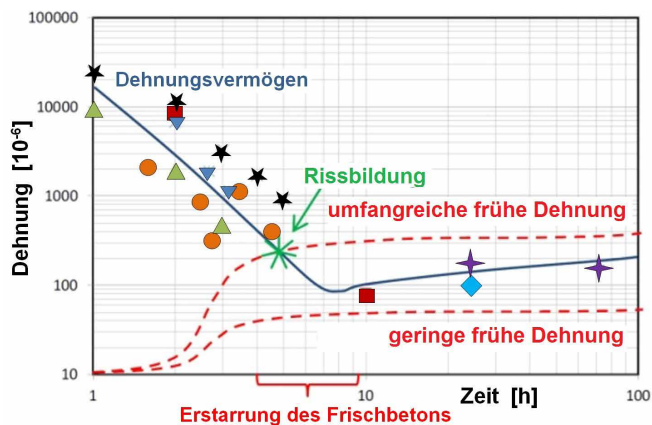


Abb. 4: Dehnungsvermögen des erhärtenden Betons nach verschiedenen Untersuchungen (nach Angaben von [Bos])

Die plastische Fröhschwindrissbildung kann damit nicht erklärt werden, da der risskritische Bereich vor dem normgemäßen Erstarrungsbeginn beginnt und die Rissbildung in der Periode großer Dehnungsfähigkeit stattfindet. Die wiederholt geäußerte Schlussfolgerung, dass Risse demzufolge erst nach dem Erstarrungsbeginn auftreten können, ist experimentell als nicht zutreffend bewiesen [Slo1]. Tatsächlich wird durch die Kapillarkräfte die Beweglichkeit des Gefüges drastisch eingeschränkt, sodass die Schwindverformungen die frühzeitig beobachteten Risse hervorrufen. Entscheidend ist und bleibt der Trocknungsbeginn an der Oberfläche des Bauteils (Abb. 3).

Mit der weiteren Hydratation entsteht ein stabiles Gefüge des jungen Betons mit ständiger Steigerung der Festigkeitskennwerte und Abnahme der Fröhschwindrissgefahr. Oft wird ein Grenzwert von  $f_{ct} = 1 \text{ N/mm}^2$  diskutiert, ab dem eine kapillare Rissbildung nicht mehr auftreten kann.

#### 5 Charakteristische Fröhschwindrissbildungen

Die Ausbildung von plastischen Schwindrissen ist zufällig, nicht vorhersehbar und durch mehrere Faktoren bestimmt, wie Windrichtung, Behinderung durch Seitenschalungen und die Bauteil-

auflagerung, Verlauf der Lufttemperatur und Sonneneinstrahlung und weitere. Das Rissbild ist häufig netzartig (Abb. 5a) oder besteht aus mehreren parallelen Einzelrissen (Abb. 5b) unterschiedlicher Länge und Breite, eng benachbart oder auch mehrere Meter entfernt.

Die Risslängen können nur wenige Zentimeter, aber auch mehrere Meter betragen. Die plastischen Schwindrisse beginnen an der Bauteiloberfläche und setzen sich mit abnehmender Breite in die Tiefe fort. Während für massive Bauteile eine begrenzte Tiefe von bis zu 10 cm angegeben wird [Gru2], können bei Bauteilen geringerer Dicke auch Durchrisse entstehen [Esp1], [Esp2], daraus ergeben sich Risstiefen von 15 – 20 cm. Anhand eigener Überprüfungen mit Bohrkernen konnten diese Angaben bestätigt werden und auch, dass die Stahlbetonplatten eines Parkdecks ohne Ausnahme durchtrennt worden waren. Aus anderen Berichten geht hervor, dass auch 30 cm dicke Deckenplatten Trennrisse aufwiesen und die Haarrisse an der Unterseite zu unzutreffenden Einschätzungen führten.



Abb. 5 a und b: Fröhschwindrissbildungen auf den Parkflächen (Aufnahmen nach dem Bewässern der Risse)

Die Rissbreiten können erfahrungsgemäß etwa 0,5 bis 2 mm, in einzelnen Fällen bis 3 mm betragen [Gru1]. In vielen Fällen sind die Risse nur sehr schmal (Haarrisse) und deshalb leicht zu übersehen oder werden im Zuge der Oberflächenbearbeitung scheinbar geschlossen. Durch Besprühen mit Wasser können die Risse leicht sichtbar gemacht werden. Später einsetzende Dehnungen (thermisch und hygrysch bedingte Dehnungen, Lastbeanspruchung) weiten die Risse auf und können dann die Verwendungsfähigkeit der Bauteile durchaus in Frage stellen. Die Rissbreite wird durch die traditionelle Bewehrung nicht begrenzt. Mit einem Zusatz von kurzen Fasern (z. B. Polypropylen, 5 cm lang) können Schwindrisse in der Breite begrenzt und verteilt werden. Zur Wirksamkeit unterschiedlicher Fasern gibt es jedoch widersprüchliche Aussagen, der Wirkungsmechanismus gilt als noch nicht vollständig geklärt.

Wenn die Risse sehr frühzeitig erkannt werden, könnten diese durch eine Nachverdichtung geschlossen werden. Inwieweit damit die Trennung des Gefüges vollständig aufgehoben wird, kann nicht eindeutig ausgesagt werden. Zu diesen Fragen gibt es keine systematischen Untersuchungen.

#### 6 Bauausführung eines ausgedehnten Parkdecks – Problemfall Nachbehandlung

##### 6.1 Bauaufgabe und Bauablauf

Für ein frei bewittertes Parkdeck mit angeschlossenen Parkhäusern waren etwa 12 000 m<sup>2</sup> Stahlbetonplatten mit den Regel-Abmessungen 3,50 m × 3,50 m herzustellen, deren Dicke 120 mm betrug, bei Anpassungen an die Gefällesituation bis auf 180 mm ansteigend. Für die Wärmedämmung wurde ein extrudierter Hartschaum eingesetzt.

Ausgehend von den maßgebenden Expositionsklassen XC4, XD3, XF4 und XM2 wurde ein Beton C35/45 mit der Betonzusammensetzung  $z = 360 \text{ kg/m}^3$  CEM I 42,5 N,  $f = 40 \text{ kg/m}^3$  und  $w/z = 0,45$  ( $w = 170 \text{ l/m}^3$ ) gewählt. Anstelle chemischer LP-Mittel wurden Mikrohohlkugeln (Air Solid) mit  $30 \text{ kg/m}^3$  zugesetzt. Auf das Aufsprühen von Nachbehandlungsmitteln wurde verzichtet, da Nachteile für die Wirksamkeit der abschließend mit Ashford Formula behandelten Oberfläche nicht ausgeschlossen werden konnten.

Die Ausführung der Betonarbeiten war ganzjährig vorgesehen, sodass der tägliche Ablauf an sehr unterschiedliche Witterungsbedingungen angepasst werden musste. Das Ausbreitmaß wurde mit einem Verflüssiger und die Verarbeitungsfrist über die Zugabe eines Erstarrungsverzögerers gesteuert.

Nach der Anlieferung und dem Einbau des Frischbetons schloss sich eine Wartezeit bis zur Oberflächenbearbeitung an, in der der Frischbeton mit Folien abgedeckt wurde (Abb. 6, 1). Nach der Ausführung der Textur der Oberfläche war eine solche Schutzmaßnahme nicht möglich (Abb. 6, 2). Bis zur Standfestigkeit und Begehbarkeit der Stahlbetonplatten (Abb. 6, 3) musste deshalb eine anderweitige Maßnahme ergriffen werden und zwar wurde eine Vernebelung mit Wasser vorgesehen. Die Wirksamkeit einer solchen Nachbehandlung wurde durch die Messung des Kapillardrucks im Frischbeton kontrolliert bzw. nachgewiesen.

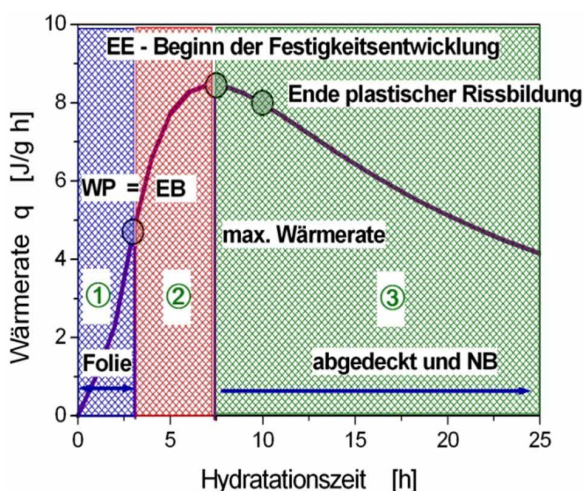


Abb. 6: Entwicklung der Eigenschaften und der Verlauf der Wärmerate nach dem Einbau des Frischbetons sowie die »Nachbehandlungslücke« ②. (EB, EE = Erstarrungsbeginn; WP = Wendepunkt). Isotherme und adiabatische Messungen an Zementleim und Beton

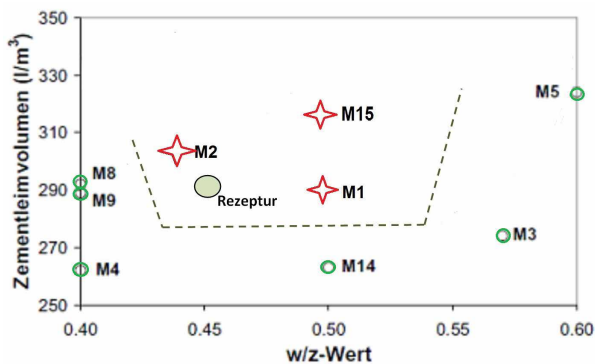


Abb. 7: Rissgefahr in Abhängigkeit vom Wasserzementwert und dem Zementleimgehalt nach den Untersuchungen [Lur]. Die durch Kreuz gekennzeichneten Mischungen M1, M2 und M15 zeigten Rissbildungen. Eingeordnet ist die vorhandene Rezeptur des Betons.

## 6.2 Abschätzung einer risskritischen Situation

Zur zuverlässigen Beurteilung des Rissrisikos stehen auf der Baustelle keine Möglichkeiten zur Verfügung. Eine Hilfe bilden Erfahrungen, Ergebnisse von Probestonagen und die Kenntnis der Auswirkung einiger Faktoren. Eine durch Kapillardruckmessung gesteuerte Nachbehandlung würde deshalb die Sicherheit sehr wesentlich verbessern [Sch1].

### Faktor 1: Frischbetonzusammensetzung

Wie aus Abschnitt 2 abzuleiten, liegt die Zusammensetzung des Betons im Bereich eines erhöhten Rissrisikos. Ungünstig muss auch die vergrößerte Mahlfeinheit des Zementes CEM I 42,5 N und der Einsatz des Verzögerers beurteilt werden. Der Einfluss des Wasserzementwertes in Verbindung mit dem Zementleimvolumen im Beton nach den Untersuchungen [Lur] und die gewählte Rezeptur ist in Abb. 7 angegeben. Schlussfolgerung: Es muss mit erheblichem Frühschwinden gerechnet werden.

### Faktor 2: Verdunstung des Blutwassers

Verschiedene Empfehlungen beinhalten, dass Rissbildungen immer einsetzen, wenn die Verdunstungsrate  $1,0 \text{ kg/(m}^2\text{h)}$  überschreitet, z. B. [Wis]. Tatsächlich treten diese Erscheinungen aber bereits bei einer verdunstenden Wassermenge von  $0,5 \text{ kg/(m}^2\text{h)}$  auf [Esp1]. Danach können Risse, wenn auch vermindert, erwartet werden, wenn die Verdunstung im Bereich von  $0,5 - 1,0 \text{ kg/(m}^2\text{h)}$  liegt [Sne]. Ein geringes bis kein Risiko besteht dagegen bei einer Verdunstungsrate bis zu  $0,5 \text{ kg/(m}^2\text{h)}$ . Als Risskriterium ist die Verdunstungsrate nicht ausreichend.

Die verdunstende Wassermenge bei horizontalen Flächen wird im Wesentlichen durch die relative Luftfeuchtigkeit, die Lufttemperatur, die Windgeschwindigkeit und die Oberflächentemperatur des Betonbauteils bestimmt. Der Windeinfluss ist von gravierender Bedeutung. Die Längsrissbildungen sind deshalb oft rechtwinklig zur Windrichtung orientiert; ein Windschutz ist eine wichtige Maßnahme.

Seit Jahrzehnten wird die Verdunstungsrate mit Hilfe eines Diagrammes abgeschätzt, in dem die vorgenannten Faktoren Eingangsparameter sind. Dieses Diagramm (z. B. in [VDZ1]) be-

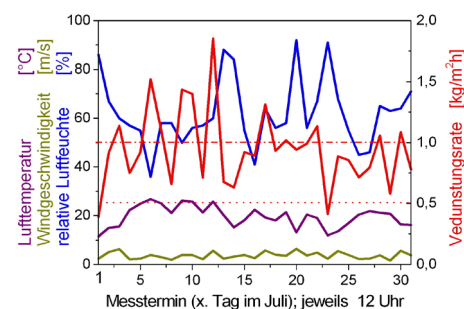


Abb. 8: Meteorologische Daten zur Beurteilung einer kritischen Verdunstungsmenge

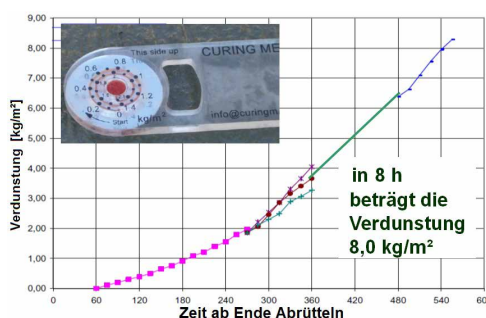


Abb. 9: Verdunstungsmenge  $[\text{kg/m}^2]$  über der Bauteiloberfläche unter sommerlichen Bedingungen (Monat Juli). Erfassung mit dem Curing Meter [Sch2]

ruht zwar auf Messungen zur Verdunstung über einem freien Wasserspiegel, hat sich aber zur Abschätzung des verdunstenden Blutwassers als geeignet erwiesen. Die vom Deutschen Wetterdienst (DWD) gesammelten stündlichen Wetterdaten ermöglichen zumindest die Abschätzung der Verdunstungsrate. Für einen Zeitraum (hier den Juli im Jahr der Bauausführung) sind die Daten auszugsweise in Abb. 8 dargestellt. Bei Verwendung der zugrundeliegenden Gleichung zeigte sich, dass nahezu immer eine kritische Verdunstungsrate erreicht wird und mit einer Rissgefahr gerechnet werden muss.

$$W_v = 5 \cdot [(T_c + 18)^{2,5} - \frac{RH}{100} \cdot (T_a + 18)^{2,5}] \cdot (v_w + 4) \cdot 10^{-6} \quad [\text{kg}/(\text{m}^2 \text{h})]$$

$T_c, T_a$  = Temperatur des Betons bzw. der umgebenden Luft [°C];  
 RH = relative Luftfeuchte [%];  $v_w$  = Windgeschwindigkeit [km/h]

Die Jahreszeit ändert daran wenig. Im Sommerhalbjahr ist die Lufttemperatur hoch und die Feuchte gegenläufig gering; die Festigkeitsentwicklung verläuft jedoch beschleunigt. In der kälteren Jahreszeit liegt die Temperatur des Frischbetons deutlich über der Lufttemperatur, sodass dadurch die Verdunstung ansteigt; außerdem ist die Festigkeitsentwicklung verlangsamt, sodass die Mindestzugfestigkeit später eintritt.

Bei besonders exponierten Stahlbetonplatten und unter sommerlichen Bedingungen wurde zur Kontrolle der Wirksamkeit der Nachbehandlungsmaßnahmen die Verdunstungsmenge durch sogenannte Curing Meter ermittelt, die als Sensoren direkt auf die Betonoberfläche aufgelegt wurden, siehe dazu [Jen], [Slo1]. Weiterhin wurden die Lufttemperatur, die Luftfeuchte sowie die Windgeschwindigkeit gemessen und durch einen Datenlogger festgehalten. Die Betontemperatur wurde mit Thermoelementen etwa 2 cm unter der Oberfläche erfasst. Ein Beispiel für die Verfolgung der verdunstenden Wassermenge zeigt Abb. 9. Die Verdunstungsrate folgt der ansteigenden Bauteiltemperatur und ergibt sich i.M. zu 1,0 kg/m<sup>2</sup>h, mit vorgenannter Gleichung ergibt sich mit den über die Zeit veränderten Verdunstungsbedingungen (Lufttemperatur 22 → 35 °C, relative Luftfeuchte 33 → 26 %, Betontemperatur 21 → 50 °C) ein mit der Messung übereinstimmendes Ergebnis. Das Beispiel zeigt auch, dass die Messung der Lufttemperatur allein völlig unzureichend ist, wenn horizontale Flächen der direkten Sonneneinstrahlung ausgesetzt sind.

### 6.3 Konzept der Nachbehandlung

Zielstellung war, die verdunstende Wassermenge solange zu verringern bzw. die Verdunstung zu verhindern, bis eine ausreichende Mindestzugfestigkeit des erhärtenden Betons vorhanden ist (Abb. 6). Unmittelbar nach dem Einbau des Frischbetons wurde als



Abb. 10: Benebelung einer Betonoberfläche mit der Nebellanze

Abb. 11: Nebelkanone der Fa. FOGG Systems (aus [Slo1])

Schutz eine dampfdichte Folie aufgelegt, die bis zum Beginn der Oberflächenbearbeitung (Besenstrich) beibehalten werden konnte. Danach war diese Maßnahme nicht möglich (Bereich 2 in Abb. 6). Da eine Verschattung nicht ausreichte und ein direktes Besprühen der Flächen ausgeschlossen war, kam in diesem Zeitraum nur eine Benebelung durch Verdüsen von Wasser in Frage. Spezielle Düsen erzeugen eine Wolke ultrafeiner Tropfen (< 0,1 mm), die über der Betonoberfläche schwebt. Mit Nebellanzens konnten die bearbeiteten Betonoberflächen überstrichen werden (Abb. 10).

Nebelkanonen mit Düsen und einem Ventilator ermöglichen, den Wasserdampf über eine Distanz von bis zu 30 m zu verteilen (Abb. 11). Diese Methode ist besonders wichtig, wenn der eingebaute Frischbeton keine oder nur geringe Neigung zum Bluten besitzt. Der Einsatz wurde bereits in [Sch1] vorgeschlagen und auch die Möglichkeit, den Kapillardruck als Steuergröße für eine Anlage zur Benebelung der Betonoberfläche zu verwenden.

Nach Erreichen einer Mindestfestigkeit (Abb. 6, Bereich 3) war der direkte Schutz der Oberfläche wieder möglich und die übliche Nachbehandlung durch Bewässerung und Folienabdeckung durchführbar.

### 6.4 Messtechnische Verfolgung der Kapillardruckentwicklung

Bei der zur Anwendungsreife entwickelten Messmethode kann der vorhandene Druck mit nadelförmigen Messelementen kontinuierlich ermittelt werden, die etwa 30 – 50 mm in den Frischbeton eingesteckt werden. Die Minidrucksensoren sind in ein Kunststoffgehäuse eingefasst und mit einem Kabel oder einem Funksender versehen, um die Messdaten kontinuierlich an eine

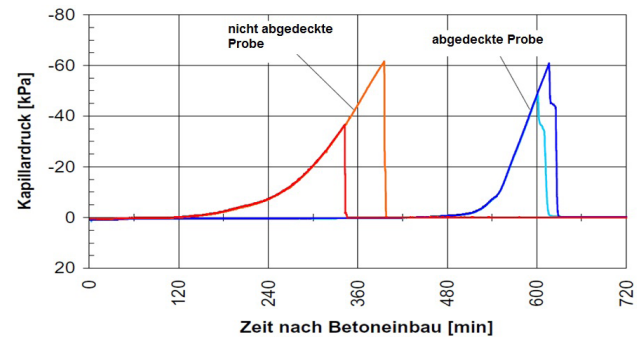


Abb. 12: Entwicklung des Kapillardrucks in einem Beton mit und ohne Folienabdeckung [Sch2]

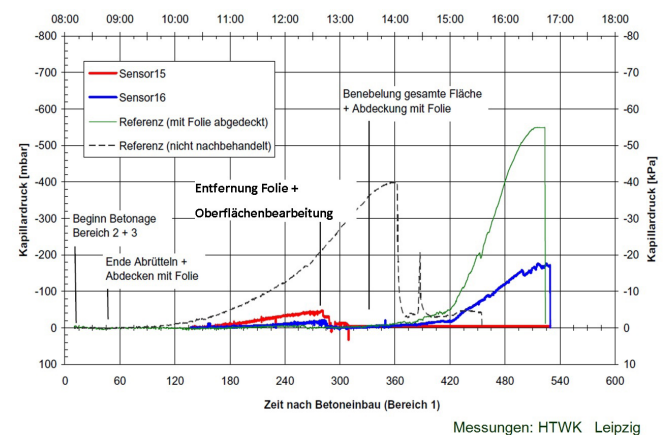


Abb. 13: Kapillardruckentwicklung bei fehlender Nachbehandlung sowie Abdeckung mit Folie und Vernebelung [Sch2]

Basisstation zu übermitteln; letztere ist über USB-Kabel an einen Messrechner angeschlossen. Die Reichweite der Funkverbindung beträgt etwa 80 m.

Ein Messergebnis ist in Abb. 12 dargestellt; der Vergleich zeigt, wie die mit Folie abgedeckte Probe in der Kapillardruckentwicklung verzögert ist. Gegenüber der freien Verdunstung ist das Druckmaximum um etwa 2,5 bis 3,0 Std. verschoben.

Die Wirksamkeit verschiedener Schutzmaßnahmen ist aus Abb. 13 zu ersehen. Unmittelbar nach dem Einbau und Abziehen des Frischbetons erfolgte eine Folienabdeckung, die nach 195 min entfernt wurde, um die Oberflächenbearbeitung (Texturierung durch Besenstrich, Glätten der Randbereiche) vorzunehmen. Danach wurde die Verdunstung durch Wasservernebelung deutlich vermindert. Erst nach etwa 300 min begann ein messbarer Anstieg des Kapillardrucks. Eine erneute und verstärkte Verdüsung von Wasser und das Abdecken mit Folie führte zwar nicht zu einer wesentlichen Absenkung des Kapillardrucks, aber zu keinem weiteren Anstieg.

Die chemische Reaktion war bis zu diesem Zeitpunkt durch die Zusatzmittel weitgehend verhindert, danach begann die Hydratation mit der damit in Verbindung stehenden inneren Austrocknung. Die mit Folie abgedeckte Probe zeigt hier den Beginn des Kapillardruckaufbaus und bestätigt damit den Beginn der Hydratationsreaktion. Vergleichsweise beginnt der Druckaufbau an der nicht nachbehandelten Messstelle sehr frühzeitig und zeigt den Durchbruch im Gefüge nach 360 min an.

Die Strategie, den Beginn der Kapillardruckentwicklung zeitlich hinauszuschieben, hat sich damit als erfolgreich erwiesen.

## 7 Literatur

DIN EN 480-4:1997-02 Zusatzmittel für Beton, Mörtel und Einpressmörtel – Prüfverfahren. Teil 4: Bestimmung der Wasserabsonderung des Betons (Bluten)

DIN EN 13670:2011-03 Ausführung von Tragwerken aus Beton

DIN 1045-3:2012-03 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton.

Teil 3: Bauausführung – Anwendungsregeln zu DIN EN 13670

[Bos] Boshoff, W.P.; Combrinck, R.: Modelling the severity of plastic shrinkage cracking in concrete. *Cement and Concrete Research* 48(2013) pp. 34 – 39

[Com] Combrinck, R.: Plastic shrinkage cracking in conventional and low volume fibre reinforced concrete. Stellenbosch University 2012

[DBV1] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V. -dbv-, Berlin (Hrsg.): Merkblatt Besondere Verfahren zur Prüfung von Frischbeton, Fassung Juni 2007

[Esp1] Esping, O.: Early age properties of self-compacting concrete. Dissertation, Chalmers University of Technology, Göteborg 2007

[Esp2] Esping, O.; Löfgren, I.: Cracking due to plastic and autogenous shrinkage – Investigation of early age deformation of self-compacting concrete. Report 2005:11. Chalmers University of Technology, Göteborg 2005

[Fon] Fontana, P.: Frühe Rissbildung in Beton durch plastisches Schwinden. In: DAFStb-Forschungskolloquium Innovative Forschung für den Betonbau : Beiträge zum 52. Forschungskolloquium am 7. und 8. November 2011. Hrsg.: BAM Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Berlin, 2011, S. 111 – 125

[Gru1] Grube, H.: Ursachen des Schwindens von Beton und Auswirkungen auf Betonbauteile. Schriftenreihe der Zementindustrie, Heft 52. Düsseldorf: Beton-Verlag, 1991

[Gru2] Grube, H.: Definition der verschiedenen Schwindarten. Ursachen, Größe der Verformungen und baupraktische Bedeutung. *beton* 53(2003) Nr. 12, S. 598 – 603

[Jen] Jensen, O.M.: The Curing Meter. In: Proc. of Advanced testing of fresh cementitious materials, August 3 – 4, 2006, Stuttgart. Hrsg.: Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung e.V. -DGZfP-, Berlin, 2006, pp. 139 – 146

[Kre1] Krell, J.: Oberfläche und Nachbehandlung von Betonböden. In: Industrieböden aus Beton. 4. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung an der Universität Karlsruhe (TH), 15. März 2007, S. 63 – 72

[Kre2] Krell, J.: Bluten von Beton. Nützlich oder möglichst zu vermeiden? *VDB-Information* Nr. 117 (2012), S. 1 – 4

[Lur] Lura, P.; Leemann, A.: Frühschwinden von Beton. EMPA, Abteilung Beton, Dübendorf 2010

[Sch1] Schmidt, M.; Slowik, V.; Schmidt, M.; Fritsch, R.: Auf Kapillardruckmessung basierende Nachbehandlung von Betonoberflächen im plastischen Materialzustand. *Beton- und Stahlbeton* 102(2007) Nr. 11, S. 789 – 796

[Sch2] Schmidt, M.; Tiebe, R.-D.: Messung des kapillaren Unterdruckes in Beton mit Funksensoren unter Baustellenbedingungen. *HTWK Leipzig* 2009

[Slo1] Slowik, V.; Schmidt, M.: Kapillare Schwindrissbildung in Beton. Forschungsbericht zu Ursachen und Auswirkungen sowie zur Vermeidung von Frühschwindrissen. Berlin: Bauwerk Verlag, 2010

[Slo2] Slowik, V.; Schmidt, M.; Fritsch, R.: Capillary pressure in fresh cement-based materials and identification of the air entry value. *Cement & Concrete Composites* 30(2008) No. 7, pp. 557 – 565

[Sne] Snell, L. M.: How to prevent plastic shrinkage cracks. o. O.

[VDZ1] Verein Deutscher Zementwerke e.V. -vdz-, Düsseldorf (Hrsg.): Nachbehandlung von Beton. *Zement-Merkblatt Betontechnik B 8* (3.2011)

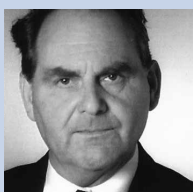
[Wis] Wischers, G.; Manns, W.: Ursachen für das Entstehen von Rissen in jungem Beton. *Betontechnische Berichte* 1973, Düsseldorf: Beton-Verlag, S. 67 – 94. Auch in: *beton* 23(1973), Nr. 4, S. 167 – 171 und Nr. 5, S. 222 – 228

[Wit] Wittmann, F.H.: On the action of capillary pressure in fresh concrete. *Cement and Concrete Research* 6(1976) No. 1, pp. 49 – 56

### Die Autoren

#### Prof. Dr.-Ing. habil. Stefan Röhring

Studium Bauingenieurwesen und anschließende langjährige Tätigkeit in der Bauindustrie; Professur für Beton- und Fertigteilbau an der ehem. Technischen Hochschule Leipzig; seit 1993 in der Projektsteuerung größerer Vorhaben, als Autor und Sachverständiger tätig  
Spitzwegstraße 12, 04425 Taucha  
Tel. 034298/666 89, stefan.c.roehling@t-online.de



#### Dr.-Ing. Heinz Meichsner

Ehem. Abteilungsleiter für Massivbau in Forschung und Materialprüfung der Materialforschungs- und Prüfungsanstalt für Bauwesen Leipzig; seit 2001 als Sachverständiger für Beton, Stahlbeton und Spannbetonbau tätig  
Hauptstraße 27, 04828 Altenbach  
Tel. 03425/81 15 83, Fax 03425/85 12 23  
heinz.meichsner@t-online.de

