

Als „massig“ bezeichnet man im Allgemeinen Bauteile mit einer kleinsten Abmessung von $\geq 0,80$ m, bei denen Zwang und Eigenspannungen in besonderer Weise zu berücksichtigen sind, Bild 1. Technisch sind diese Bauteile in den Grundnormen für Stahlbetonbauwerke [1–6] geregelt und im Speziellen in der DAfStb-Richtlinie „Massige Bauteile aus Beton“ [7]. Darüber hinaus können z. B. für Wasserbauten „Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen – Wasserbau“ [8] und z. B. für den Neubau von Brücken „Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten“ [9] vereinbart werden. Diese Regelwerke werden hier nicht näher betrachtet.

Bei massigen Bauteilen wird der Bauwerkskern, anders als bei schmalen Bauteilen, am Wärmeaustausch mit der Umgebung nur gering oder bei sehr dicken Bauteilen gar nicht beteiligt. Es findet eine deutliche Temperaturerhöhung statt.

Die Herausforderung bei der Konstruktion und in der Betontechnologie besteht darin, das Temperaturmaximum im Kern und die Temperaturdifferenzen zwischen Kern und Bauwerksrand in solchen Bauteilen so zu beherrschen, dass Schäden durch äußeren und inneren Zwang vermieden und gleichzeitig die Anforderungen an eine dauerhafte Konstruktion erfüllt werden. Betone für solche Einsatzbereiche werden als Massenbetone bezeichnet.

■ 1 Betontechnische Eigenschaften massiger Bauteile

1.1 Hydratationswärme

Wenn Zement mit Wasser gemischt wird, reagieren beide Ausgangsstoffe miteinander zu Zementleim bzw. Zementstein. Die Gesteinskörnung wird dabei in das entstehende Gefüge eingebunden, und der Beton beginnt anzusteifen und dann zu erstarren. Als Hauptreaktionsprodukte bilden sich Calciumsilicathydrate, und durch Hydratation entsteht die wasserunlösliche Struktur des Zementsteins.

Die bei der Hydratation freiwerdende Wärme wird als Hydratationswärme bezeichnet. Diese Hydratationswärme kann bei dünnen Bauteilen vergleichsweise schnell über die freie Oberfläche bzw. über die geschaltete Fläche abgegeben werden, so dass die Temperaturdifferenz zwischen Bauteiloberfläche und Bauteilkern eher gering ist. Ist kein oder nur ein geringer Wärmeaustausch möglich, so spricht man von adiabatischen oder teiladiabatischen Zuständen. Bei massigen Bauteilen mit sehr großer Bauteildicke ist das der Fall. Je dicker das Bauteil also ist, umso geringer ist der Einfluss von außen und umso höher kann die Temperatur infolge Hydratationswärme im Bauteilkern ansteigen.



Bild 1: Massige Stahlbetonteile (Foto: A. Weisner)

Neben dem Einfluss der Bauteildicke ist die Temperaturentwicklung abhängig von der Wärmekapazität des Betons, die sich aus der Wärmekapazität des Zements, der reaktiven Zusatzstoffe (z. B. Flugasche) und der Mengenverteilung der Ausgangsstoffe ergibt. Die spezifische Wärmekapazität gibt an, wie viel Energie benötigt wird, um die Temperatur von einem kg Beton um ein Kelvin zu erhöhen.

In der Praxis geht es betontechnologisch darum, Massenbetone so zu konzipieren, dass der Temperaturanstieg im Bauteil so nach oben begrenzt wird und so verläuft, dass die auftretenden Spannungen aus Temperaturdifferenzen im Bauteil nicht zu schädigenden Rissen führen.

Der Temperaturanstieg sollte dabei nur allmählich und nicht sprunghaft verlaufen. Nach dem Erreichen des Temperaturmaximums soll das Abkühlen nach dem gleichen Prinzip erfolgen.

Die normative [3] maximale Bauteiltemperatur von 70 °C für Bauteile in nasser bzw. wechselnd nasser Umgebung zielt auf die Vermeidung schädigender Reaktionen infolge später Ettringitbildung ab. Dieser Grenzwert ist in Bezug auf die inneren Spannungen und Temperaturdifferenzen für die meisten massigen Bauteile zu hoch.

1.2 Temperaturverlauf im Bauteil

Aus den vorgenannten Erläuterungen ergibt sich, dass in den ersten Tagen nach dem Betonieren im Bauteilkern die höchste Temperatur entsteht. Diese kann durch quasiadiabatische oder auch teiladiabatische Versuche im Vorfeld ermittelt werden. Ein möglicher Weg, gleichzeitig aber auch der aufwendigste, ist die Herstellung eines quasiadiabatischen Betonprobewürfels mit Abmaßen von 2 m x 2 m x 2 m [8]. Weitere Verfahren und Geräte zur experimentellen Bestimmung der Hydratationswärme

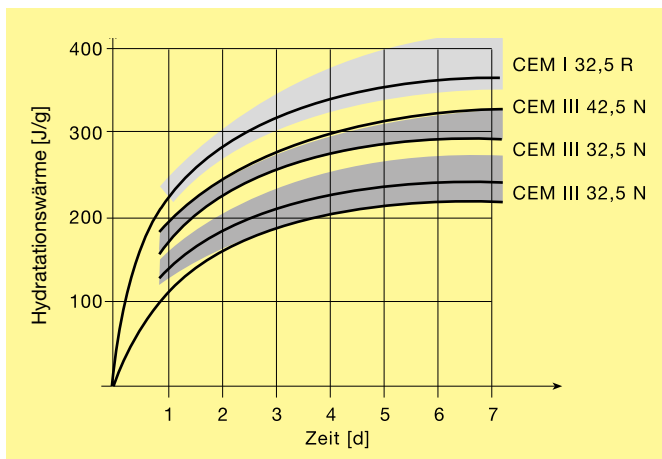


Bild 2: Hydratationswärme $H_{n(t)}$ verschiedener Zemente unter adiabatischen Bedingungen nach [12]

Tafel 1: Richtwerte für die Hydratationswärme deutscher Zemente bestimmt mit dem Lösungskalorimeter nach DIN EN 196-8 (isothermische Lagerung, 20 °C)

Zementfestigkeitsklasse	Hydratationswärme nach Tagen [kJ/kg]			
	1	3	7	28
32,5 N	60...175	125...250	150...300	200...375
32,5 R/42,5 N	125...200	200...335	275...375	300...425
42,5 R/52,5 N/52,5 R	200...275	300...350	325...375	375...425

bei Betonen und Zementen sind das Lösungskalorimeter [24], das isothermische und adiabatische Kalorimeter sowie das teiladiabatische Betonkalorimeter [11].

Eine überschlägige rechnerische Ermittlung unter Berücksichtigung der tatsächlichen Hydratationswärmentwicklung des Zements ist gemäß DIN EN 196-8 [24] nach 7 Tagen und nach DIN EN 196-9 [25] nach 41 Stunden ebenfalls möglich.

Überschlägig kann man die Temperaturerhöhung im Bauteilkern $\Delta T_{n(t)}$ wie folgt rechnerisch abschätzen:

$$\Delta T_{n(t)} = \frac{z \cdot H_{n(t)}}{c_B \cdot \rho_B}$$

- z = Zementmenge im Beton, [kg/m³]
- $H_{n(t)}$ = Hydratationswärme des Zements (näherungsweise siehe Bild 2 und Tafel 1), [kJ/(kg·K)]
- c_B = spezifische Wärmekapazität des Betons (näherungsweise 1,0 [kJ/(kg·K)])
- ρ_B = Frischbetonrohddichte (bei Normalbeton näherungsweise 2350 kg/m³)

Überschlägig kann man die Hydratationswärme nach Tafel 1 für die Zemente bei 100 % Hydratation ansetzen. Bei genaueren Betrachtungen empfiehlt es sich, die Daten beim Zementhersteller für den konkreten Zement zu erfragen.

Der Zeitpunkt bis zum Erreichen des Temperaturmaximums $t_{\max T}$ kann überschlägig wie folgt ermittelt werden. Dabei wird die Bauteildicke d in Meter angegeben:

$$t_{\max T} \approx 0,8 d + 1 \text{ Tag (in Tagen) für } d < 3,50 \text{ m bzw.}$$

$$t_{\max T} \approx d + 1 \text{ Tag (in Tagen) für } d \geq 3,50 \text{ m}$$

Beispielrechnung zur überschlägigen Ermittlung der maximalen Bauteilkerntemperatur

Gegeben: Bodenplatte mit einer Bauteildicke $d = 2,50$ m
 Zement: CEM III/A 32,5 N
 Zementmenge = 270 kg/m³
 Frischbetonrohddichte: 2350 kg/m³
 Frischbetontemperatur: 22 °C

Gesucht: Zeitpunkt des Temperaturmaximums $t_{\max T}$
 Temperaturanstieg im Kern $\Delta T_{n(t)}$
 Erwartete Kerntemperatur am Tag des Temperaturmaximums $T_{\max (t)}$

Lösung: $t_{\max T} = 0,8 d + 1$ (in Tagen) = 0,8 x 2,50 + 1 = 3 Tage

$$\Delta T_{(3d)} = \frac{z \cdot H_{n(3d)}}{c_B \cdot \rho_B}$$

$H_{n(t)}$ aus Tafel 1, gewählt Mittelwert nach 3 Tagen = (125 + 250) / 2 = 187,5 kJ/kg

$$\Delta T_{n(3d)} = (270 \text{ kg/m}^3 \times 187,5 \text{ kJ/kg}) : (1,0 \text{ kJ/(kg} \cdot \text{K)}) \times 2350 \text{ kg/m}^3 = 21,5 \text{ °K (zur weiteren Berechnung } 21,5 \text{ °C)}$$

$$T_{\max (3d)} = \Delta T_{n(3d)} + T_B = 21,5 \text{ °C} + 22 \text{ °C} = 43,5 \text{ °C}$$

Alternativ kann die Wärmekapazität des Betons Q_B überschlägig etwas genauer auch wie folgt berechnet werden:

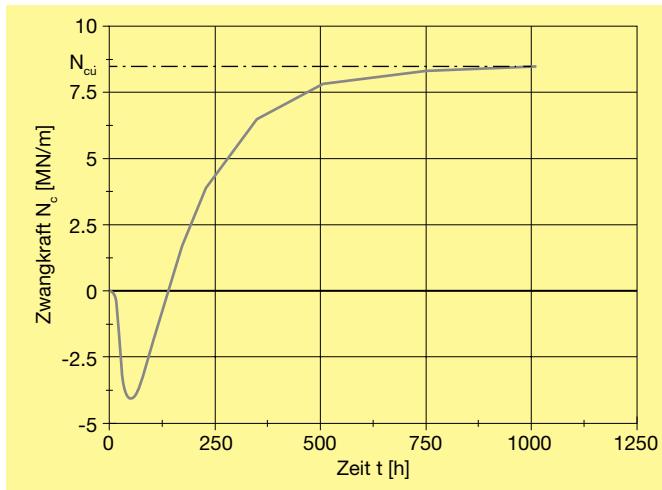


Bild 3: Charakteristische Entwicklung der zentrischen Zwangskraft N_{cu} . Sie beschreibt die zentrische Zwangbeanspruchung, die durch die auf Grund des vollen Zwangs behinderte Verformung entsteht. Eine Abstufung des Zwangs über die Wandhöhe wird modellbedingt hierbei konservativ vernachlässigt. N_{cu} ist dabei die maximale Zug-Zwangkraft bei Temperaturengleich [10].

$$\Delta T_{n(t)} = \frac{z \cdot H_{n(t)}}{Q_B}$$

$$Q_B \approx c \cdot (z + f + g) + c_w \cdot w \quad [\text{kJ}/(\text{m}^3 \cdot \text{K})]$$

Dabei ist z , f , g , w der Gehalt an Zement, Zusatzstoff, Gesteinskörnung und Wasser in kg/m^3 , c ist die spezifische Wärmekapazität von Zement, Zusatzstoff und Gesteinskörnung mit $0,84 \text{ kJ}/(\text{kg} \cdot \text{K})$ und c_w die Wärmekapazität von Wasser mit $4,2 \text{ kJ}/(\text{kg} \cdot \text{K})$.

1.3 Entwicklung der mechanischen Eigenschaften

Für die Klassifizierung von Massenbetonen darf nach der DAfStb-Richtlinie [7] die charakteristische Festigkeit von Zylindern ($f_{ck,cyl}$) bzw. von Würfeln ($f_{ck,cube}$) und die Entwicklung der mechanischen Eigenschaften nicht nur nach 28, sondern auch nach 56 (Regelfall bei massigen Bauteilen) oder 91 Tagen geprüft werden [7]. Dies ist deshalb sinnvoll, da die Hydrationswärme begrenzt und die Hydratation bzw. der daraus resultierende Temperaturanstieg wegen der üblicherweise verwendeten Zemente nur langsam verläuft. Damit verbunden ist eine entsprechend langsame Festigkeitsentwicklung. Ein weiterer positiver Effekt ist die Begrenzung von Überfestigkeiten.

Bei mehr als 5 h Verarbeitbarkeitszeit ist das Nachweisalter für die Druckfestigkeit im Alter von 2 Tagen ($f_{cm,2}$) um die Verzögerungszeit zu verlängern [7]. Die Druckfestigkeit $f_{cm,2}$ spielt bei der Ermittlung der Nachbehandlungsdauer eine Rolle.

Unabhängig vom Prüfalter entwickeln sich die Druckfestigkeit, die zentrische Zugfestigkeit und der Elastizitätsmodul in Abhängigkeit von der Zeit. Die Entwicklung der Festbetoneigenschaften erfolgt aber nicht synchron, die des E-Moduls läuft voraus. Dies ist auch ein Grund dafür, dass es im jungen Beton zur Entwicklung von Eigen- und Zwangsspannungen kommt [12].

1.4 Zwangkräfte und Bauteilbehinderungen und deren Folgen

Innerer Zwang (Eigenspannungen)

Bei größeren Querschnittsabmessungen führt die Wärmeabgabe über die Bauteiloberfläche zu einem Temperaturgradienten

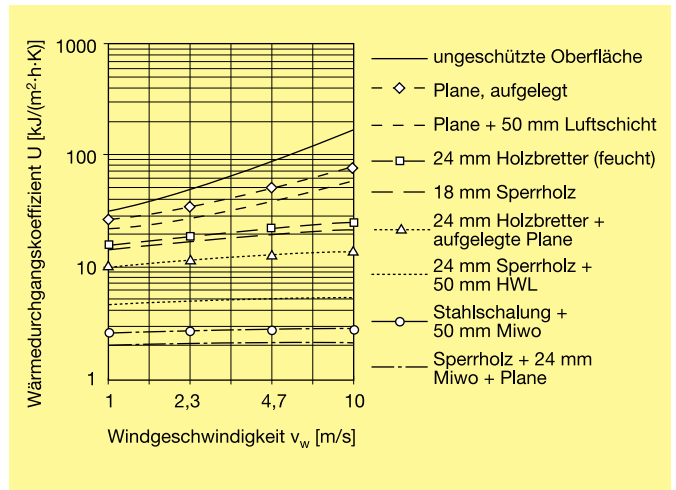


Bild 4: Wärmeübergang und Wärmedurchgangskoeffizienten U in Abhängigkeit von der Dämmung der Bauteiloberfläche und der Windgeschwindigkeit [11].

zwischen Bauteiloberfläche und -kern. In der Anfangsphase der Hydratation dehnt sich der wärmere Kern aus und wird durch den vergleichsweise kälteren Rand zurückgehalten. Es entsteht „innerer Zwang“. Dabei entstehen im Kern anfangs Druckspannungen und am Rand Zugspannungen. Die Spannungen im Bauteilquerschnitt stehen dabei aber im Gleichgewicht und bewirken keine nach außen gerichteten Schnittgrößen (Eigenspannung). Beim Abkühlen des Betons im Bereich des Bauteilkerns kehren sich die Vorzeichen der Spannungen um, so dass dort Zugspannungen verbleiben [11, 13].

In der Praxis entsteht das größte Temperaturgefälle, gerade in der kalten Jahreszeit, nicht zum Zeitpunkt des Temperaturmaximums, sondern oft zum Zeitpunkt des Ausschalens. Erreichen dabei die vorhandenen Spannungen die Zugfestigkeit des Betons oder die im Randbereich wirksame Dehnung die Zugbruchdehnung, entstehen wenige Zentimeter tiefe Schalenrisse. Die Eigenspannungen bauen sich mit Beginn der Rissbildung ab und die beanspruchte Randzone wird entlastet. Dieser Effekt kann auch – und dann mit größerer Rissneigung – auftreten, wenn bei wärmedämmten Schalungen oder sonnenbestrahlter Schalung die Temperatur- und Spannungsunterschiede erst so spät auftreten, dass der Beton sein Relaxationsvermögen schon weitestgehend verloren hat [11, 13]. Die Rissbildungen am Rand vermindern die Zwangskraft, da der zugbelastete Querschnitt verringert wird. Bei der Berechnung der rissbreitenbeschränkenden Bewehrung darf dies normgemäß berücksichtigt werden. Unter der Wirkung der Zwangsspannungen können die Randrisse aber Ansatz für spätere Trennrisse sein. Insofern ist immer der Zusammenhang zu beachten und auch die Gegensätzlichkeit. Zum einen müssen die Schalenrisse klein gehalten werden, zum anderen erhöhen dämmende Maßnahmen zwangsläufig die Zwangsspannungen.

Der Einfluss der Wärmeabgabe über die ungeschützte Oberfläche und bei verschiedenen Schalhäuten zeigt Bild 4.

Äußerer Zwang

Wird ein neues Bauteil oder ein neuer Betonierabschnitt auf einen bereits erhärteten Beton aufbetoniert, tritt in der Verbundfläche (Arbeitsfuge, Kontaktzone) eine Verformungsbehinderung

auf. Dabei sind die Beschaffenheit der Verbundfläche und die Steifigkeit des einspannenden Bauteils für den Grad der Verformungsbehinderung maßgeblich.

Bei statisch unbestimmter Lagerung ist eine Verformungsbehinderung immer gegeben. Sind die Verformungen gleichmäßig behindert, entstehen zentrische Zwangskräfte, Bild 3. Wird bei ungleichmäßiger Verformung eine Verkrümmung des Bauteils behindert, sind Biegezwangsspannungen die Folge. In der Praxis treten mehrseitige Verformungsbehinderungen selten auf, da die angrenzenden Bauteile oft nachgiebig sind. Völlig zwangsfrei gelagerte Bauteile kommen jedoch in der Realität kaum vor.

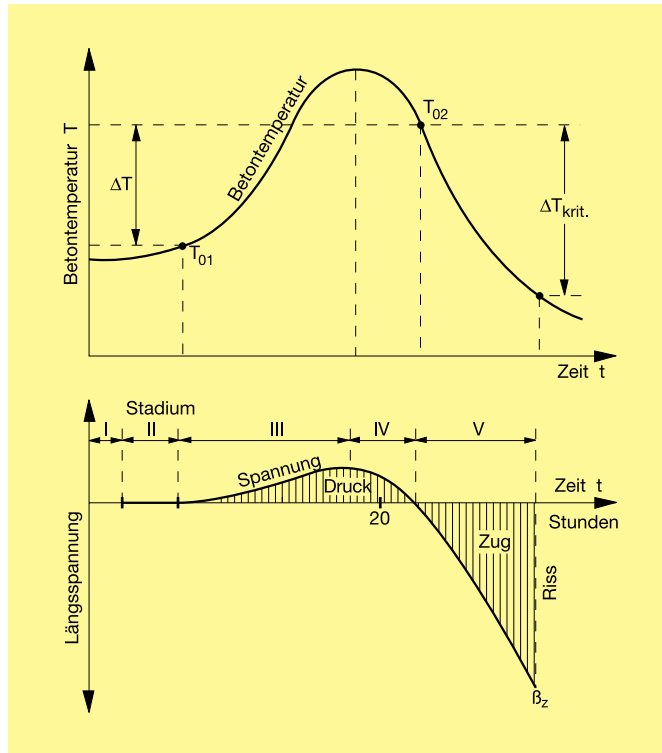


Bild 5: Temperatur- und Spannungsverlauf im jungen Beton bei vollständiger Verformungsbehinderung (ca. 50 cm dicke Wand auf Bodenplatte) [12]

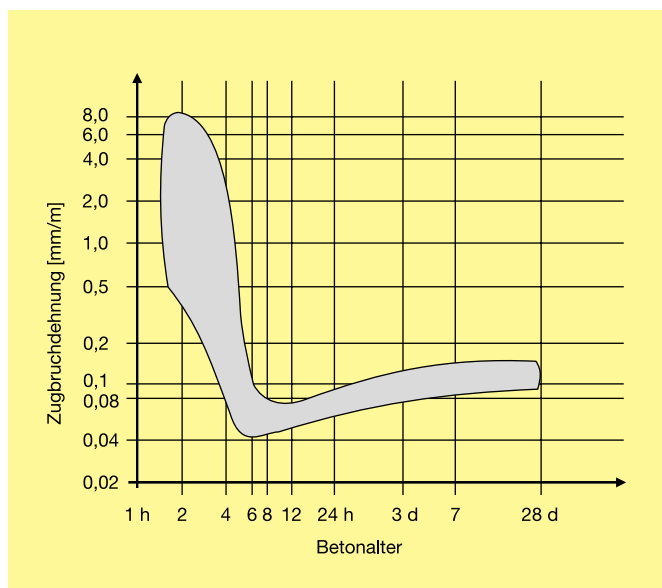


Bild 6: Kurzeitbruchdehnung von jungem Beton im zentrischen Kurzzeit-Zugversuch [12]

Lastunabhängiger äußerer Zwang entsteht bei jungen massigen Bauteilen im Wesentlichen durch abfließende Hydratationswärme, wenn die damit verbundenen Volumenänderungen behindert werden. Die entscheidende Einflussgröße ist die Behinderung der Verformung (z. B. fest eingespannter Baukörper, Wand auf Bodenplatte, Wand auf Fundament, Bodenplatte auf Unterlage). Eine vollständige Verformungsbehinderung liegt jedoch nur selten vor. Im Allgemeinen ist die Behinderung nach hinreichender Festigkeitsbildung deutlich geringer. Bei zentrischem Zwang findet ein solcher Abbau oder Behinderung nicht statt und kann auch mit der Abkühlung zunehmende Rissbildungen bewirken. Ein Trennriss entsteht im Allgemeinen dann, wenn die behinderte Dehnung 0,10 bis 0,14 ‰ beträgt.

Werden Dehnungen im Bauteil vollständig behindert, führen Temperaturdifferenzen von ca. 10 K und mehr zu Rissen im Beton. Beträgt die Verformungsbehinderung 50 bis 90 %, und davon geht man heute bei äußerem Zwang im Allgemeinen aus, entstehen zwangsläufig erste Risse bei Temperaturdifferenzen von mehr als 12 bis 20 K.

Bei Wänden, die auf ein Fundament betoniert werden, treten die Zwangsspannungen einachsig und in Längsrichtung der Wand auf. Durch den Temperaturunterschied entstehen Risse, wenn die entstehenden Zwangsspannungen die Zugfestigkeit des Betons erreichen, Bild 5. Bei einem massigen Bauteil ist die Gefahr solcher Risse größer, da die Temperaturdifferenzen größer sind als bei dünneren Bauteilen.

Bei dickeren Sohlplatten dehnen sich Unterbeton und Untergrund (ausgenommen ein starrer Untergrund wie Fels) durch die abfließende Wärme der Sohlplatte mit aus. Dadurch verringert sich zwar die Verformungsbehinderung der Sohlplatte, durch den anschließenden Abkühlungsprozess entstehen aber zusätzliche Zwangskräfte und ein ungünstiges Temperaturprofil. Dies kann eine Verkrümmung der Sohlplatte („Aufschüsseln“) nach sich ziehen [11]. Forschungsergebnisse zeigen, dass mit zunehmender Plattendicke der zentrische Zwang an Bedeutung verliert und der Biegezwang maßgeblich wird [26]. In der Realität treten zentrischer Zwang und Biegezwang jedoch stets zusammen auf.

Die Zugbruchdehnung von jungem Beton durchläuft im Kurzzeitversuch in der Anfangsphase ein Minimum von etwa 0,04 ‰ und erreicht nach 3 Tagen etwa 0,10 ‰, siehe Bild 6. Bei Langzeitversuchen ist die Zugbruchdehnung etwas größer.

Überlagerungen von Zwangs- und Eigenspannungen

Bei Massenbetonen sind die Eigenspannungen so groß, dass diese nicht vernachlässigt werden können. Unterschiedliche Spannungszustände können dabei auch zeitversetzt eintreten. In der Regel treten innere und äußere Zwangskräfte gemeinsam auf. Erfolgt in Bezug auf die Bewehrungsmenge eine Unterbemessung dieser Bauteile oder wurde betontechnologisch nicht gegengesteuert, entstehen Rissbilder mit Schalen- und Spaltrissen, die einen unterschiedlichen Verlauf, eine unterschiedliche Richtung und Tiefe zeigen. Die Risse aus äußerem Zwang sind für die Dauerhaftigkeit kritischer zu sehen. Auch das Öffnen von unsachgemäß hergestellten Arbeitsfugen kann sich beim Abkühlen des Betonierabschnitts oder Bauteils einstellen. Mit zunehmender Erhärtung und Austrocknung des Betons setzen Schwindvorgänge ein, die die schon vorhandenen Risse weiter öffnen können [11].

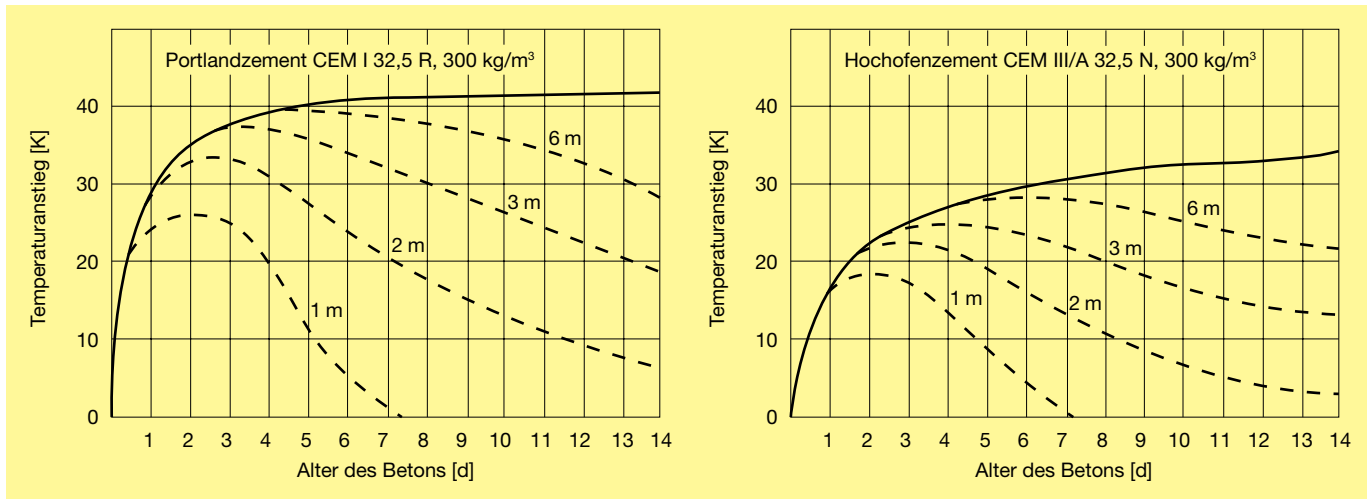


Bild 7 und Bild 8: Temperaturanstieg infolge Hydratationswärme im Bauteilkern unter Verwendung unterschiedlicher Zementarten [12]

■ 2 Betontechnologische Maßnahmen zur Begrenzung der Rissbildung

2.1 Zementauswahl und Zementmenge, Zusatzstoffe

Die Wahl des Zements ist für die Hydratationswärmeentwicklung maßgeblich. Je mehr Portlandzementklinker in einem Zement enthalten ist, umso mehr Wärme entwickelt sich während der Festigkeitsentwicklung im jungen Beton. Daraus lässt sich folgern, dass nicht nur die Zusammensetzung des Zements, sondern auch die Zementmenge maßgeblich ist. Da bei sehr dicken Bauteilen im Kern nahezu adiabatische Verhältnisse herrschen, ist die Begrenzung des Portlandzementklinkeranteils und der Zementmenge wesentlich zur Vermeidung unplanmäßiger Risse.

Die Mindestzementmenge ist formal abhängig von der Expositionsklasse und wird durch die Normen [1, 2] vorgegeben. Die geringste Zementmenge, die beispielsweise für eine Gründungsplatte mit einer Exposition XC2 erforderlich wird, beträgt 240 kg/m³. Schon bei dieser Menge eines CEM I kann es zur Überschreitung von kritischen Temperaturgrenzen bei massigen Bauteilen kommen. Für massige Bauteile sollten deshalb vorzugsweise LH-Zemente mit einer Wärmebegrenzung von 270 J/g in 7 d oder in Sonderfällen auch VLH-Zemente mit ≤ 220 J/g in 7 d zum Einsatz kommen. Die Anforderungen zur Temperaturbegrenzung erfüllen viele Hochofenzemente (CEM III), für deren Anwendung bei massigen Bauteilen umfangreiche Erfahrungen vorliegen. Auch der Einsatz von Flugaschen kann die Temperaturentwicklung reduzieren. Daher sollte bei massigen Bauteilen die Richtlinie des DAfStb [7] vereinbart werden, da diese u. a. bei einigen Expositionsklassen geringere Mindestzementmengen ermöglicht, Tafel 2.

Die Bilder 7 und 8 aus [12] verdeutlichen, wie wichtig die Wahl des geeigneten Zements in Bezug auf den Temperaturanstieg bei massigen Bauteilen ist.

2.2 Frischbetontemperatur

Die Begrenzung der Frischbetontemperatur ist eine einfache Möglichkeit, die maximale Bauteiltemperatur zu begrenzen. Im üblichen Betonbau ist eine Frischbetontemperatur von ≤ 30 °C zulässig [1, 2]. Diese Begrenzung ist bei massigen Bauteilen in der Regel zu hoch. Es hat sich in der Praxis eine Begrenzung auf maximal 25 °C bewährt. Dies hat auch in spezifischen Re-

gelwerken Eingang gefunden [7, 8]. Grundsätzlich ist hierzu eine einzelvertragliche Regelung notwendig, da es sich um eine besondere Leistung im Sinne der VOB/C handelt [19]. Auch eine Begrenzung darunter kann technisch sinnvoll sein. Diese relativ einfache Planvorgabe stellt im Sommer jedoch einige Herausforderungen sowohl an den Hersteller als auch an den Verwender des Betons. Besonders bei hohen Außentemperaturen lassen sich niedrige Frischbetontemperaturen oft nur durch Kühlmaßnahmen mit entsprechend hohem Kostenaufwand erreichen. Eine Berücksichtigung dieser besonderen Leistungen ist bereits bei der Ausschreibung erforderlich.

Maßnahmen zur Verringerung der Frischbetontemperatur (auch in Kombination) können sein:

- Beschattung oder Kühlung der Gesteinskörnung
- Kühlung des Zugabewassers
- Zugabe von Scherbeneis
- kurze Transportwege des Betons
- geeignete Wahl der Betonierzeit im Verlauf eines Tages (ggf. Nachtbetonage)
- optimaler Liefertermin der Bindemittel und Zusatzstoffe
- Kühlung des Frischbetons mit Stickstoff
- Kühlung der Mischfahrzeuge
- Rohrinnenkühlung im Betonbauteil

Einfach und effektiv ist das schattige Lagern der Gesteinskörnungen, gefolgt von der Kühlung des Zugabewassers. Unter Ausnutzung der Verdunstungskälte können gröbere Gesteinskörnungen durch das Besprühen mit Wasser gekühlt werden. Dabei ist aber zu beachten, dass der Wasserzementwert im Beton eingehalten werden muss.

Deutlich aufwändiger ist die Kühlung des Betons mit Scherbeneis oder mit Flüssigstickstoff.

Senkt man die Temperatur der Gesteinskörnungen um 10 K, verringert sich die Frischbetontemperatur um ca. 7 K. Senkt man die Temperatur des Zugabewassers um 10 K, verringert sich die Frischbetontemperatur um ca. 2 K, wenn die Temperaturen der jeweilig anderen Betonbestandteile konstant bleiben.

Die Kühlung mittels Rohrinnenkühlung ist in den letzten Jahren in Deutschland nur bei wenigen Bauwerken zur Anwendung

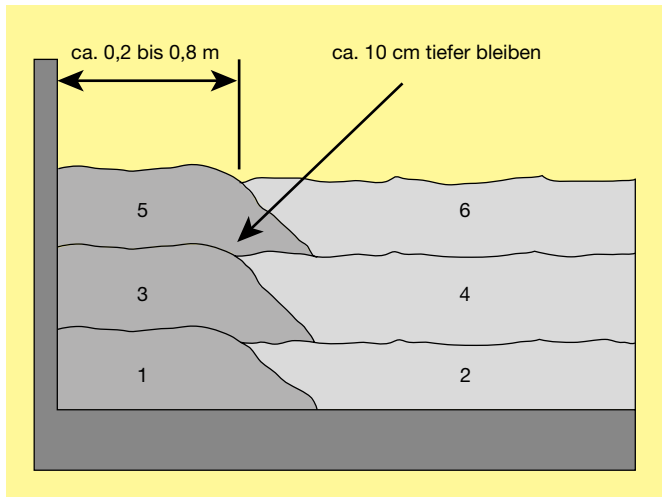


Bild 9: Beispiel für eine Einbaukonzeption bei zonierter Bauweise nach [17], links der Randbeton mit den hohen Anforderungen aus der Expositionsklasse und Feuchteklasse, rechts der temperaturoptimierte Kernbeton



Bild 10: Fundament eines Hochwasserrückhaltebeckens in zonierter Bauweise, links im Bild wird der Randbeton C30/37 (auf Grund der Expositionsklasse XA2) und rechts der Kernbeton mit geringer Festigkeits- und Wärmeentwicklung eingebaut (Foto: A. Weisner).

gekommen. Das Verfahren stellt, insbesondere bei einer hohen erforderlichen Druckfestigkeit, eine weitere Möglichkeit dar, die Spannungen und Temperaturen im Bauteil zu begrenzen und sogar zu steuern. Dabei empfiehlt es sich, im Vorfeld eine Spannungsberechnung durchzuführen und durch Messungen im Bauteil den Einfluss der Kühlung zu überwachen. Ein kritischer Moment ist dabei oft der Abschaltzeitpunkt der Kühlanlage [14, 15, 22].

Ausführlichere Informationen zur Erzielung einer niedrigen Frischbetontemperatur sind z. B. [16] zu entnehmen.

2.3 Betonzusammensetzung

Bei der Betonzusammensetzung eines massigen Bauteils steht die Begrenzung der Wärmeentwicklung im Mittelpunkt unter gleichzeitiger Beachtung der notwendigen Dauerhaftigkeit. Die Festlegung sollte zusätzliche Anforderungen an die Höchsttemperatur des Frischbetons und die zulässige Wärmeentwicklung während der Hydratation mit entsprechenden Nachweisverfahren enthalten.

Optimiert man die Zusammensetzung, kommen meist Zemente mit einer niedrigen Hydratationswärmeentwicklung, oft auch in Kombination mit Flugasche, zum Einsatz. Beim Mischungsentwurf wird deshalb zunächst meist der Mindestzementgehalt angestrebt. Bei Fundamenten mit vergleichsweise geringer Beanspruchung aus den Expositionsklassen, wie z. B. XC2, WF, ergeben sich für die Bemessung als auch bei der Herstellung solcher Betone im Allgemeinen keine größeren Probleme. Im Fokus stehen bei solchen Betonsorten, neben der Temperaturbegrenzung, die Pumpbarkeit und die Einbaubarkeit.

Da Massentbetone in der Regel mit Innenrüttlern eingebaut werden, sollte eine Konsistenz angestrebt werden, die im Bereich der Konsistenzklassen F3 bis maximal F4 liegt. Die Begrenzung ist ratsam, da bei zu weichen Betonen die Schwind- und Rissneigung zunimmt. Die daraus resultierenden Spannungen würden sich zu denen aus dem Temperaturanstieg im Bauteil addieren.

Massige Bauteile sind grundsätzlich in die Feuchteklasse WF (bei Tausalzeinwirkung WA) einzustufen [2], da ein Durchtrocknen bei üblichen Randbedingungen nicht zu erwarten ist.

Tafel 2: Expositionsclassen mit betontechnischen Abweichungen von der DIN EN 206-1 [1] und DIN 1045-2 [2] für massige Bauteile nach DAfStb-Richtlinie [7].

Expositions- klasse	w/z ohne LP	w/z mit LP	Mindestdruckfestigkeit ohne LP	Mindestdruckfestigkeit mit LP	Mindestzementgehalt ohne Anrechnung von Zusatzstoffen [kg/m ³]	Mindestzementgehalt mit Anrechnung von Zusatzstoffen [kg/m ³]
XD2	0,50	0,50	C30/37	C25/30	300	270
XD3	0,45	0,45	C35/45	C30/37	300	270
XD3	0,50 ¹⁾	0,50 ¹⁾	C30/37 ¹⁾	C25/30 ¹⁾	300	270
XF2	0,50 ²⁾	0,55 ²⁾	C30/37	C25/30	300	270 ²⁾
XF3	0,50 ²⁾	0,55 ²⁾	C30/37	C25/30	300	270
XF4	–	0,50 ²⁾	–	C30/37	300	270 ²⁾
XA1	0,60	0,60	C25/30	C25/30	280	240
XA2	0,50	0,50	C30/37	C25/30	300	270

¹⁾ Bei Verwendung von CEM II/B-V, CEM III/A oder CEM III/B ohne oder mit Flugasche als Betonzusatzstoff oder bei anderen Zementen der Tabellen F.3.1 oder F.3.2 nach DIN 1045-2 in Kombination mit Flugasche als Betonzusatzstoff, wobei der Mindestflugaschegehalt 20 % (Massenanteil) von (z+f) betragen muss.

²⁾ Die Anrechnung auf den Mindestzementgehalt und den Wasserzementwert ist nur bei Verwendung von Flugasche zulässig. Weitere Zusatzstoffe des Typs II dürfen zugesetzt, aber nicht auf den Zementgehalt oder den Wasserzementwert angerechnet werden. Bei gleichzeitiger Zugabe von Flugasche und Silikastaub ist eine Anrechnung auch für die Flugasche ausgeschlossen.

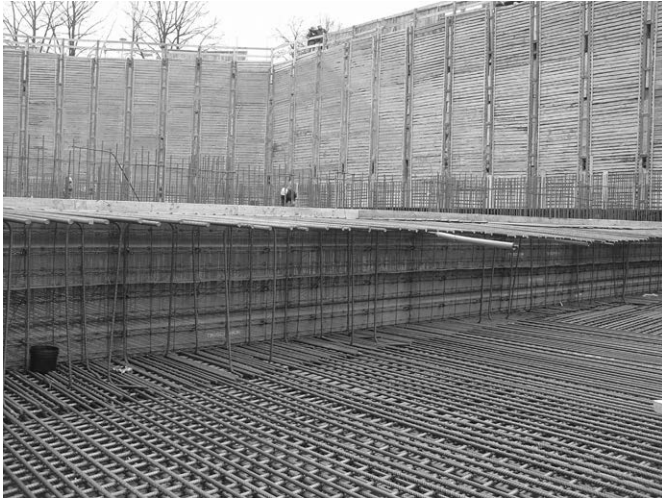


Bild 11: Bewehrung einer massigen Sohle (Foto T. Richter)

Für massive Bauteile ist das Größtkorn zur Reduzierung des Zementleimvolumens und damit zur Verringerung der Hydratationswärmeentwicklung möglichst groß zu wählen (≥ 32 mm). Bei stark bewehrten Bauteilen kann im Bereich der unteren und oberen Bewehrungslagen der Einsatz von Gesteinskörnungen mit reduziertem Größtkorn sinnvoll sein, dieses sollte aber möglichst nicht unter 16 mm liegen [7].

Insbesondere bei Expositionsklassen mit hohen Anforderungen an die Dauerhaftigkeit (niedrige Wasserzementwerte, hohe Mindestdruckfestigkeitsklassen) besteht die Möglichkeit, zorniert zu Bauen. Hierfür gibt es grundsätzlich zwei Varianten. Die eine besteht darin, einen temperaturoptimierten Beton mit abgeminderten Expositionsklassenanforderungen im Kernbereich einzubauen und die ummantelnde Schicht in der für die äußeren Beanspruchung notwendige Expositionsklasse auszuführen. Eine mögliche Einbausituation zeigen die Bilder 9 und 10.

Die andere Möglichkeit besteht darin, beispielsweise bei an der Oberseite der Witterung ausgesetzten oder auch tausalz-beaufschlagten Fundamenten, nur die letzten ein bis zwei Einbaulagen in der höherwertigen Expositions- und Feuchtekategorie auszuführen.

Nach DAfStb-Richtlinie [7] sind Abweichungen von der DIN EN 206-1 [1] und DIN 1045-2 [2] zulässig, Tafel 2.

■ 3 Maßnahmen zur Begrenzung der Rissbreite

3.1 Rissursachen bei massigen Bauteilen

Risse entstehen in massigen Bauteilen vorwiegend in den ersten Tagen nach dem Betonieren infolge abfließender Hydratationswärme. Aufgrund der großen Querschnitte kommt es im Bauteilinneren zu nahezu adiabatischen Temperaturverhältnissen und infolgedessen zu hohen Bauteiltemperaturen. Mit zunehmender Hydratation des Betons nimmt dessen Wärmeentwicklung wieder ab und die Bauteiltemperaturen passen sich mit der Zeit den in der Regel niedrigeren Umgebungstemperaturen an. Aus der Abkühlung resultieren Bauteilverkürzungen, die bei behinderter Verformung zu Zwangsspannungen und damit verbunden zur Trennrissbildung im Beton führen können. Des Weiteren entstehen beim Abfließen der Hydratationswärme ungleichmäßige Temperaturgradienten über den Bauteilquerschnitt. Die daraus resultierenden Eigenspannungen können zu Schalenrissen im Beton mit ungünstigen Auswirkungen auf die Dauerhaftigkeit der Bauteile führen [7, 18].

Die Eigen- und Zwangsspannungen im jungen Alter bestimmen häufig den erforderlichen Bewehrungsgehalt zur Begrenzung der Rissbreite, da diese bei massigen Bauteilen oft die viel später auftretenden Spannungen, z. B. durch schwankende Außentemperaturen und Setzungsdifferenzen, übertreffen. Wirksame Maßnahmen zur Rissminimierung, Verringerung der Rissbreiten bis hin zur Rissvermeidung, müssen in erster Linie darauf

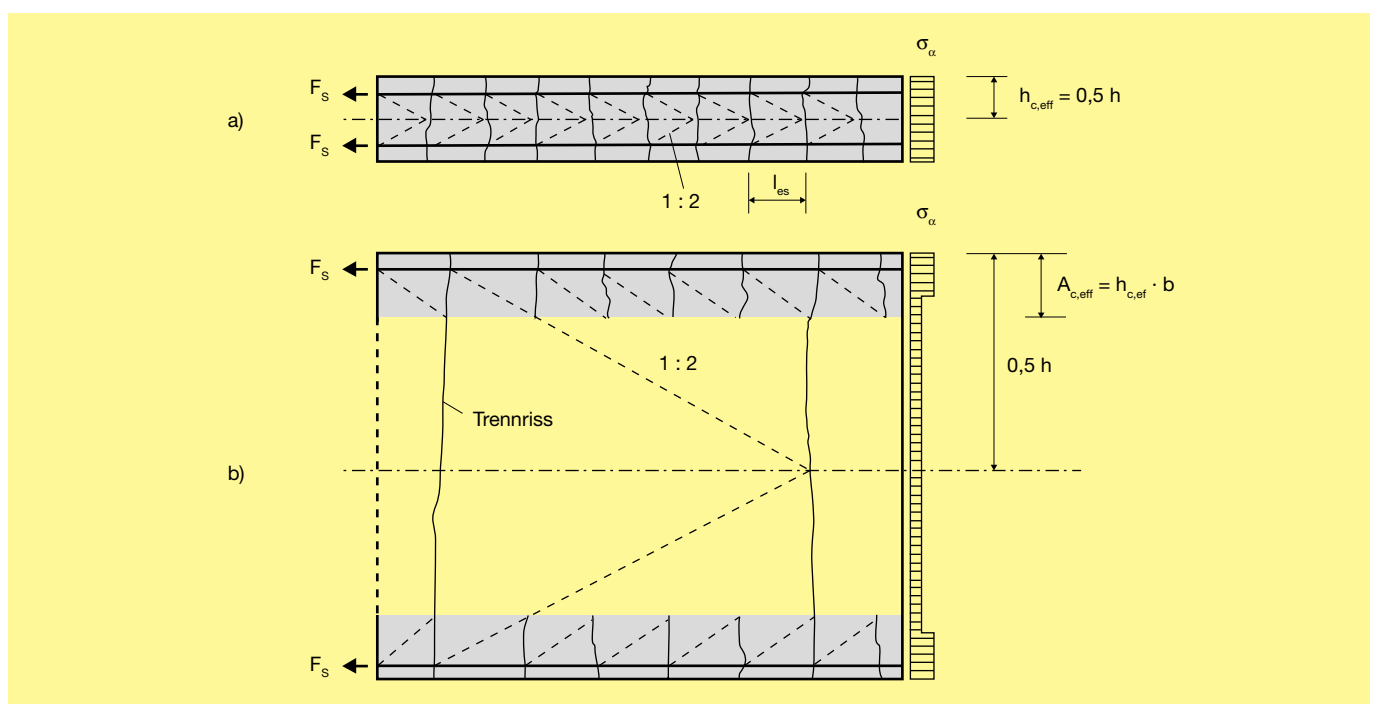


Bild 12: Vergleich der unterschiedlichen Rissbildung zwischen zwei Trennrissen bei dünnen Bauteilen (a) und dicken Bauteilen (b) [21]

abzielen, die Zugbeanspruchungen des jungen Betons infolge Abfließen der Hydratationswärme möglichst gering zu halten.

Wird bei massigen Bauteilen auf ein Nachverdichten verzichtet, können sich Risse im Verlauf der Bewehrung ergeben, die sich durch das Setzen des Frischbetons einstellen. Dieser Effekt tritt häufig in Kombination mit Hohlräumen unter den Bewehrungsstäben auf, da diese das Absinken des Frischbetons behindern.

Massige Bauteile unterliegen einer vergleichsweise hohen hydrostatischen Auflast während der Betonage. Parallel hierzu wird über einen langen Zeitraum gerüttelt und somit Energie in den noch flüssigen Beton eingetragen. Dies kann zu einem erhöhten Sedimentieren und Bluten des Betons führen, in dessen Folge es zu Entmischungen und zur Wasserabsonderung (Bluten) kommen kann. Neben der geringeren Dauerhaftigkeit können u.a. Risse resultieren.

3.2 Konstruktive Maßnahmen zur Minimierung von Rissen

Neben den betontechnologischen Maßnahmen können auch durch konstruktive Lösungen unplanmäßige Risse bzw. Rissbreiten reduziert oder gar vermieden werden. Hier ist in erster Linie der Objekt- und Tragwerksplaner gefragt. Bei massigen Bauteilen sind folgende Maßnahmen ratsam:

- Vermeidung von Steifigkeitssprüngen und Unstetigkeiten in der Konstruktion [20]
- Vermeidung oder Verringerung von Hohlräumen
- Vermeidung oder Verringerung von Arbeitsfugen
- Fachgerechte Ausführung notwendiger Arbeitsfugen
- Vermeidung zusätzlicher Wärmeeinleitung in den Bauteilkernbereich

3.3 Rissminimierung durch die Bewehrung und Mindestbewehrung

Zur Aufnahme von Zwangseinwirkungen und Eigenspannungen wird im Allgemeinen eine Mindestbewehrung vorgesehen, die in der Lage ist, die Rissbreite wirksam zu begrenzen, Bild 11.

Zunächst muss nach DIN EN 1992-2 [5, 6] im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit rechnerisch geprüft werden, ob es sich um ein dickes oder dünnes Bauteil handelt. Bild 12 zeigt die diesbezüglichen Unterschiede im Mechanismus der Rissbildung zwischen zwei Trennrissen.

Bei dickeren Bauteilen darf die Mindestbewehrung unter zentrischem Zwang für die Begrenzung der Rissbreiten je Bauteilseite unter Berücksichtigung einer effektiven Randzone $A_{c,eff}$ berechnet werden. Die Mindestbewehrung für die Begrenzung der Rissbreite beträgt dabei [5, 6, 20]

$$A_{s,min} = f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff} / \sigma_s \geq k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / f_{yk}$$

$f_{ct,eff}$ = der Mittelwert der wirksamen Zugfestigkeit des Betons f_{ctm} , der beim Auftreten der Risse zu erwarten ist. Dabei sollte $f_{ct,eff}$ mindestens eine Zugfestigkeit $f_{ctm} \geq 3 \text{ N/mm}^2$ angenommen werden.

Wenn der Abschluss der Rissbildung mit Sicherheit innerhalb der ersten 28 Tage festgelegt werden kann, darf ein niedrigerer Wert f_{ctm} [t] angesetzt werden. Falls ein niedrigerer Wert f_{ctm} [t] angesetzt wird, ist dieser durch Hinweis in der Baubeschreibung, der Ausschreibung und auf den Ausführungsunterlagen dem Bauausführenden

rechtzeitig mitzuteilen, damit dies bei der Festlegung des Betons berücksichtigt werden kann.

f_{ctm} = Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons nach 28 d, siehe Tafeln 3 und 4

Wenn der maßgebende Zwang aus dem Abfließen der Hydratationswärme entsteht, kann die Rissbildung in den ersten 3 bis 7 Tagen nach dem Betoneinbau in Abhängigkeit von den Umweltbedingungen, der Form des Bauteils und der Art der Schalung entstehen. In diesem Fall kann, sofern kein genauere Nachweis erforderlich ist, die Betonzugfestigkeit nach Tafel 3 abgemindert werden [28, 29]:

$A_{c,eff}$ = Wirkungsbereich der Bewehrung mit $A_{c,eff} = h_{c,ef} \cdot b$ (Bild 12)

A_{ct} = Fläche der Betonzugzone je Bauteilseite mit $A_{ct} = 0,5 h \cdot b$

h = Der kleinere Wert von Höhe oder Breite des Querschnitts oder Teilquerschnitts ist zu wählen.

k = Beiwert für nichtlinear verteilte Betonzugspannungen und weitere risskraftreduzierende Einflüsse. Bei Zugspannungen infolge im Bauteil selbst hervorgerufenen Zwangs (z. B. Eigenspannungen infolge Abfließen der Hydratationswärme) gilt für Querschnitte mit $h \geq 800 \text{ mm}$: $k = 0,5$

σ_s = Absolutwert der maximal zulässigen Spannung in der Betonstahlbewehrung unmittelbar nach Rissbildung. Dieser darf als f_{yk} angenommen werden. Zur Einhaltung der Rissbreitengrenzwerte kann allerdings ein geringerer Wert entsprechend dem Grenzdurchmesser der Bewehrungsstäbe \emptyset oder dem Höchstwert der Stababstände erforderlich werden.

f_{yk} = charakteristische Streckgrenze des Bewehrungsstahls
 \emptyset = Der Grenzdurchmesser der Bewehrungsstäbe zur Bestimmung der Betonstahlspannung muss in Abhängigkeit von der wirksamen Betonzugfestigkeit $f_{ct,eff}$ folgendermaßen modifiziert werden:

$$\emptyset = \emptyset_s^* \cdot f_{ct,eff} / 2,9$$

Tafel 3: Rechenwerte $f_{ct,eff}$ (t) [N/mm²] bei frühem Abschluss der Rissbildung infolge Hydratationswärme bei mittlerer, langsamer und sehr langsamer Festigkeitsentwicklung des Betons [29], f_{ctm} nach Tafel [4]

$f_{ct,eff}$ [t] nach Tagen	mittlere Festigkeitsentwicklung des Betons	langsame und sehr langsame Festigkeitsentwicklung des Betons
3	ca. 0,65 f_{ctm}	ca. 0,50 f_{ctm}
5	ca. 0,75 f_{ctm}	ca. 0,60 f_{ctm}
7	ca. 0,85 f_{ctm}	ca. 0,70 f_{ctm}

Tafel 4: Festigkeitskennwerte für Beton nach [5, 9]

Kenngröße [N/mm ²]	Festigkeitsklassen					
	16	20	25	30	35	40
f_{ck}	16	20	25	30	35	40
$f_{ck,cube}$	20	25	30	37	45	50
f_{ctm}	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5
$E_{cm} \cdot 10^{-3}$	29	30	31	33	34	35

Der Grenzdurchmesser \varnothing_s^* zur Begrenzung der Rissbreite lässt sich z. B. nach Tabelle 7.2 DE aus [6] unter Beachtung der dort angegebenen Randbedingungen ermitteln.

Werden langsam erhärtende Betone mit $r < 0,3$ verwendet, darf die Mindestbewehrung mit einem Faktor 0,85 verringert werden. Die Rahmenbedingungen der Anwendungsvoraussetzungen für die Bewehrungsverringering sind in den Ausführungsunterlagen festzulegen. Der r -Wert, der in erster Linie die Dauer der Nachbehandlung mitbestimmt, ist aus dem Betonlieferschein ersichtlich.

Üblicherweise werden die Betonzugfestigkeiten näherungsweise aus der Druckfestigkeit gemäß [5, 6] rechnerisch abgeleitet, Tafel 3. Werden an den zu liefernden Beton im Einzelfall Anforderungen an die Zugfestigkeit (Spaltzugfestigkeit nach DIN EN 12390-6, Biegezugfestigkeit nach DIN EN 12390-5) gestellt, so sollte dies in den Vertragsunterlagen benannt werden, da der Betonhersteller hierzu gesonderte Prüfungen im Rahmen der Erstprüfung durchführen muss und auch deren Konformität nach [2, 7] nachzuweisen hat. Diese und auch die eventuell erforderlichen Prüfungen im Rahmen der Güteüberwachung durch das Bauunternehmen stellen im Allgemeinen einen erhöhten Aufwand dar. Prüfungen der zentrischen Zugfestigkeit werden in der Regel nur im Rahmen von Forschungsarbeiten durchgeführt und sollten nur von erfahrenen Prüflaboren durchgeführt werden.

Für Wasserbauwerke mit massigen Bauteilen können nach DIN 19702 [27] und ZTV-W [8] andere Rissbreitenbegrenzungen und Bemessungsverfahren zugrunde gelegt werden.

3.4 Betontechnische Maßnahmen zur Rissbegrenzung

Risse bei Massenbetonen können durch eine Vielzahl von Maßnahmen vermieden werden. Es ist vielfach zielführend, möglichst viele Maßnahmen sinnvoll zu kombinieren. Die einzelnen Maßnahmen werden in den Abschnitten 2 und 4 beschrieben. Sie lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- geringer Zementgehalt unter Beachtung der Dauerhaftigkeitsanforderung
- Einsatz von LH- oder VLH-Zementen
- Einsatz von Flugasche
- Vorhaltemaß für die Druckfestigkeit im Rahmen der Erstprüfung nicht unnötig hoch wählen
- Begrenzung der Frischbetontemperatur
- Wahl temperaturgünstiger Betonagezeiträume, insbesondere für den Bauteilkern
- geeignete Liefer- und Einbauverhältnisse, die ein unterbrechungsfreies Betonieren gewährleisten
- Frischbetonkühlung nach Abschnitt 2.2
- Nachbehandlung (siehe 4.3)
- Minimierung der Blutneigung des Betons, z. B. durch eine gut abgestufte Sieblinie der Gesteinskörnung und Minimierung des Wasseranteils unter Beachtung der Temperaturanforderungen

■ 4 Besonderheiten bei der Herstellung und Bauausführung

4.1 Gleichmäßigkeit der Ausgangsstoffe

Die Eigenschaften der Ausgangsstoffe können produktionsbedingt schwanken. Diese Schwankungen und ihre Auswirkungen

auf Wärmeentwicklung, Verarbeitungszeit oder Risszeitpunkt sind insbesondere bei länger andauernden Baumaßnahmen zu berücksichtigen. Ein Wechsel der Zementsorte oder der Zusatzstoffe (Flugasche) bewirkt eine geänderte Hydratationswärmeentwicklung und sollte im Vorfeld bei wärmeoptimierten Betonzusammensetzungen ausgeschlossen werden [11].

4.2 Einbau und Verdichtung

Beim Einbau und der Verdichtung massiger Bauteile ist neben der Bauteilhöhe auch die flächige Ausdehnung zu beachten. Ziel muss es sein, eine sichere Vernadelung der Einbauschichten zu gewährleisten. Der Einsatz von Verzögerern ist bei größeren Bauteildicken und großer Einbaufäche die Regel. Das Ansteifverhalten des Betons sollte daher im Rahmen der Erstprüfungen bei unterschiedlichen Außentemperaturen untersucht werden. Die Einbauhöhe pro Lage sollte erfahrungsgemäß 50 cm nicht überschreiten. In Abhängigkeit von den Lieferwegen können auch geringe Schichtdicken sinnvoll sein.

Der Betonlieferschein muss bei Anwendung der DAfStb-Richtlinie [7] eine entsprechende Kennzeichnung aufweisen. Bei massigen Bauteilen müssen große Betonmengen durch eine oft eng liegende Bewehrung eingebaut werden. Dabei liegt der Betoniergrund meist erheblich tiefer und die oft mehrlagige untere Bewehrung muss dabei auch sicher mit Beton umhüllt werden. Demnach müssen Betonieröffnungen und Rüttelgassen bereits planerisch angeordnet [5, 6] werden und ggf. auch Ein- und Ausgangsöffnungen für das Einbaupersonal geschaffen werden.

Das Größtkorn der Gesteinskörnung und die Stababstände sind aufeinander abzustimmen. Der lichte Stababstand paralleler Einzelstäbe einer Bewehrungslage sollte bei Platten das Dreifache und bei Wänden das Zweifache des Größtkorns nicht unterschreiten. Ausnahmen hiervon sind die Übergreifungsstoßbereiche, der Bereich von Stützenfüßen und der Abstand zwischen den Bewehrungslagen [7]. Ein Regelstababstand von 15 cm ist auch bei höher bewehrten massigen Bauteilen im Normalfall möglich.

Bei unbewehrten Massenbetonen, die beispielsweise im Talsperrbau zum Einsatz kommen, werden auch Walzbetone eingesetzt [14].

4.3 Nachbehandlung und Schalfristen

Ein massiges Bauteil bedarf grundsätzlich einer intensiveren und auch längeren Nachbehandlung. Grund hierfür ist, dass neben dem Schutz vor Austrocknung die Bauteilwärme durch die Hydratation zu berücksichtigen ist. Der Wärmeabfluss sollte so erfolgen, dass die Temperaturkurven langsam abflachen. Bei nicht ausreichender Nachbehandlung kann ein zu steiler Temperaturgradient zwischen Bauteilkern und Bauteiloberfläche zu Schalenrissen führen [7].

Bei großflächigen Sohlen kann darüber hinaus das Aufbringen eines zwischenzeitlich wirkenden Nachbehandlungsmittels während der Betonage sinnvoll sein, wenn die Gefahr besteht, dass die Nachbehandlungskette ablaufbedingt unterbrochen wird [30].

In der Regel kommen wärmedämmende Betonschutzmatten bei massigen Bauteilen zum Einsatz.

Bei anspruchsvollen Bauwerken kann auch eine gesteuerte Nachbehandlung sinnvoll sein. Dabei kann z. B. in den ersten Tagen mit Folie und erst nach Erreichen der maximalen Kerntemperatur mit dämmenden Matten nachbehandelt werden. Das hat den Effekt, dass die maximale Bauteiltemperatur sich nicht noch weiter erhöht.

Eine vergleichsweise lange Nachbehandlungszeit ergibt sich nicht nur durch die Kubatur, sondern auch wegen der häufigen Verwendung von LH- oder VLH-Zementen.

Beachtet werden muss weiterhin, dass massige Bauteile wegen ihrer größeren Abmaße eine längere Zeit für den Ausschalprozess erfordern. Daraus ist zu folgern, dass bereits abschnittsweise mit der Nachbehandlung begonnen werden muss, um ein Ab- oder gar Austrocknen der Betonrandzone und eine negative Beeinflussung durch kältere Außentemperaturen zu vermeiden. Auf der sicheren Seite liegt man, wenn man möglichst lange Schalzeiten wählt. Die Schalzeiten werden auf die normative Nachbehandlungszeit angerechnet. Diese ergeben sich aus der Expositionsklasse, der Oberflächen- bzw. Lufttemperatur, bei einigen Expositionsklassen aus der Frischbetontemperatur. Ferner ist die Festigkeitsentwicklung r , die sich normalerweise aus dem Verhältnis $r = f_{ckZ}/f_{ck28}$ ermittelt, für die Dauer der Nachbehandlung maßgeblich. Die Norm lässt dabei zu, wenn dies vereinbart wurde, auch anstelle der 28 d- die 56 d- oder 91 d-Festigkeit zu vereinbaren. Dies ist bei Vereinbarung von [7] der Fall. Die Nachbehandlungsdauer verlängert sich hierdurch.

Der Ausschalzeitpunkt sollte gerade im Winter nicht auf dem Höhepunkt der Temperaturentwicklung im Kern erfolgen. Die Mindestdauer der Nachbehandlung ergibt sich aus DIN 13670 in Verbindung mit DIN 1045-3, Abschnitt 8.5 [3, 4] und wenn vereinbart nach [7]. Längere Nachbehandlungsdauern können einzelvertraglich vereinbart werden. Grundsätzlich ist es beton-technologisch sinnvoll, massige Bauteile länger in der Schalung zu belassen. Die in der ZTV-W [8] genannten Mindestwerte für Ausschalfristen sind hierfür ein Anhaltspunkt.

4.4 Schalungsdruck

Langsam erhärtende Betone, geringe Frischbetontemperatur, lange Verzögerungszeit, weiche Konsistenz, all diese Einflussgrößen sind bei massigen Bauteilen die Regel und können immer, insbesondere aber im Winter oder auch bei Nachtbetonagen, zu hohen Schalungsdrücken führen. Hinzu kommt, dass für den Einbau großer Bauteile längere Betonierzeiten und dauernde Schwingungen durch Innenrüttler auftreten. Auf der sicheren Seite liegt man, wenn man den vollen hydrostatischen Druck bei der Schalungsbemessung annimmt oder aber bei höheren massigen Bauteilen durch Schalungsankermessdosen den Frischbetondruck auf der Baustelle misst. Dies sollte aus wirtschaftlichen Gründen bereits bei der Arbeitsvorbereitung betrachtet werden, damit die Einbauleistung des Betons nicht primär vom Frischbetondruck abhängt.

4.5 Arbeitsfugen

Insbesondere bei massigen Bauteilen sollte aus technischer Sicht die Anzahl der Arbeitsfugen minimiert werden, da diese sich zu möglichen konstruktiven Schwachstellen entwickeln können. Dies betrifft zum einen die Kraftübertragung, die Verbundwirkung und bei WU-Bauwerken auch die Wasserundurchlässigkeit.

Um einen sicheren Verbund zu erreichen und Risse durch Arbeitsfugen zu vermeiden, sollte das Grobkorn der Anschlussflächen freigelegt und mattheucht vorgenässt werden. Häufig vergessen und wegen durchgehender Bewehrung oft auch schwierig, ist die Nachbehandlung der späteren Arbeitsfugenbereiche während und nach der Betonage. Abgesehen von den Folgen einer schlechten Nachbehandlung ist diese bei massigen Bauteilen besonders wichtig, da über einen unplanmäßigen schnellen und hohen Wärmeverlust des Bauteils Risse entstehen können. Erschwerend kommt hinzu, dass die Arbeitsfugenbereiche oft auch keine rissbreitenbeschränkende Bewehrung erhalten.

Darüber hinaus besteht die Gefahr, dass beim An- oder Aufbetonieren des nächsten Abschnittes das bereits vorhandene Bauteil so aufgewärmt wird, dass die Bewehrung im Bereich der Arbeitsfuge nicht ausreicht, um schädliche Risse zu vermeiden. Besonders kritisch sind dabei Betonagen im Pilgerschrittverfahren, das heißt, dass zwischen zwei im Vorfeld betonierten Abschnitten der dritte Abschnitt den Lückschluss bildet. Je größer der zeitliche Abstand zwischen solchen Betonagen liegt, desto größer wird die Rissneigung. Daher empfiehlt es sich, möglichst kurze Betonierfolgen zu wählen, so dass die Temperaturdifferenz und damit auch die Zwangsbeanspruchung zwischen den Bauteilen möglichst gering bleiben.

■ 5 Qualitätssicherung

5.1 Qualitätssicherungsplan

Wird Massenbeton nach der DAfStb-Richtlinie [7] verwendet, muss ein Qualitätssicherungsplan (QS-Plan) aufgestellt werden. Dies ist bei Massenbeton grundsätzlich immer sinnvoll. Dabei sollten alle qualitätsrelevanten Maßnahmen, Verantwortlichkeiten und auch die Maßnahmen bei Abweichungen geregelt und dokumentiert werden.

Folgende Punkte sollte ein solcher QS-Plan enthalten:

Betonherstellung und Anlieferung:

- Koordinierung der Liefer- und Ersatzwerke
- Disposition der Ausgangsstoffe
- Organisation und Prüfung der Silobelegung
- Pumpenstandorte, Ersatzpumpen
- Überwachungskonzept der Mischanlage
- Betonabruf, Anlieferung des Betons
- Disposition und Einweisung der Lieferfahrzeuge
- Fließmitteldosierung auf der Baustelle

Ausführung:

- Freigabe einzelner Teilgewerke (Schalung, Bewehrung, Fugenabdichtung etc.)
- Betonierkonzept (Betonarten, Betonierfolge, Förderung, Einbau)
- Betonieranweisungen für die einzelnen Betonierabschnitte
- Frischbetonprüfungen, Probekörpererstellung
- Festbetonprüfungen
- Temperaturverlauf im Bauteil
- Nachbehandlungs- und Schalkonzept
- Steuerung des Wärmeabflusses

5.2 Konformität und Überwachung

Bei der Erstprüfung wird in den meisten Fällen die Grenzzusammensetzung nach Norm (Mindestzementgehalt bei maximalen Wasserzementwert unter Beteiligung von Flugasche) angestrebt und nur ein geringes Vorhaltemaß für die Druckfestigkeit gewählt. Grund hierfür ist, möglichst wenig Wärme während der Hydratation zu erzeugen. Daraus können sich allerdings Schwierigkeiten im Rahmen der Güteüberwachung durch das Bauunternehmen ergeben, da die zu erreichenden Festbetoneigenschaften nach DIN EN 13670 in Verbindung mit DIN 1045-3 [3, 4] gerade im Winter nicht, wie sonst üblich, auf der sicheren Seite liegen. Dies sollte bei der Erstprüfung bereits bedacht werden.

Zum Nachweis der Konformität gelten die Festigkeitsklassen wie im Bauvertrag vereinbart. Das heißt, es müssen nicht 28 d, sondern es können auch 56 d oder 91 d als Nachweistermine gewählt werden. Dabei können, gemäß den Erläuterungen in der DAfStb-Richtlinie [7], bei Bedarf die Prüfkörper von Betonen mit sehr niedrigen Anfangsfestigkeiten mehr als einen Tag in der Schalung verbleiben. Bei Prüfzeiten von 56 d oder 91 d kann die Wasserlagerung nach DIN EN 12390-2 technisch sinnvoll sein, da hierdurch oft höhere Druckfestigkeiten bei langsam erhärtenden Betonen erreicht werden. Logistisch ist dies bei größeren Betonagen jedoch auch eine Kapazitätsfrage des prüfenden Labors. Das Betonfamilienkonzept ist bei Bauteilen nach [7] möglich, wird aber wegen der ohnehin hohen Prüfkörperanzahl praktisch kaum angewandt.

Gemäß DAfStb-Richtlinie [7] ist die Spaltzugfestigkeit bei der Konformität ebenfalls geregelt. Bei der Erstprüfung sind die Hinweise im Abschnitt 3.3 dieses Merkblattes zu beachten.

Massige Bauteile sind in die Überwachungskategorie (ÜK 1) einzuordnen, wenn Expositionsklassen oder Festigkeitsklassen nicht Überwachungskategorie 2 (ÜK 2) erfordern. Bei größeren Abmaßen empfiehlt sich die Einordnung in die ÜK 2. Dies ist aber bauvertraglich im Vorfeld festzulegen, da es sich nicht automatisch aus DIN EN 13670/DIN 1045-3, Tabelle NA.1, Spalte 3, Zeile 5 ableiten lässt, dass massige Bauteile „besondere Anwendungsfälle“ im Sinne der Norm sind. Praktisch ist die ÜK 2 häufig jedoch gegeben, weil massige Bauteile oft auch mit verzögerten Betonen erstellt werden oder auch Teile von WU-Bauwerken sind.

Bei Transportbetonen nach Eigenschaften kann in der Überwachungskategorie 2, ab einer Betonierleistung von 200 m³/Betoniertag ein Probekörper je 200 m³ für die Druckfestigkeitsprüfung und Spaltzugfestigkeit vereinbart werden. Unabhängig hiervon ist immer eine Prüfsérie von 3 Probekörpern je Beton und Betoniertag erforderlich.

Sofern Vorgaben zur Frischbetontemperatur oder zur Temperaturverteilung und -entwicklung im Bauteil vorliegen, sollten entsprechende Messungen erfolgen und mindestens bis zum Überschreiten des Temperaturmaximums dokumentiert werden. Die Frischbetontemperatur sollte, wegen ihrer besonderen Bedeutung bei massigen Bauteilen, nicht nur stichprobenartig, sondern während der gesamten Betonage geprüft werden.

Für Temperaturmessungen im Bauteil eignen sich beispielsweise Temperatursensoren, die einschließlich Messverfahren in DIN EN 60751 [23] genormt sind.

Umfang und Häufigkeit der Frisch- und Festbetonprüfungen sollten bei großen Betonkubaturen in Prüfplänen festgelegt werden. Die Prüfhäufigkeit darf dabei gegenüber der Norm [4], bei Einvernehmen mit der Überwachungsstelle, verringert werden [7].

■ 6 Normen, Regelwerke, Literatur

- [1] DIN EN 206-1 Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität
- [2] DIN 1045-2 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Festlegungen, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1
- [3] DIN EN 13670 Ausführung von Tragwerken aus Beton
- [4] DIN 1045-3 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 3: Bauausführung; Anwendungsregeln zu DIN EN 13670
- [5] DIN EN 1992-1-1 Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetonwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- [6] DIN EN 1992-1-1 NA Nationaler Anhang – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetonwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- [7] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: DAfStb-Richtlinie Massige Bauteile
- [8] ZTV-W LB 215 Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen – Wasserbau für Wasserbauwerke aus Beton- und Stahlbeton
- [9] ZTV-Ing Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten, Teil 3 Massivbau, Abschnitt 1 Beton
- [10] Bundesanstalt für Wasserbau: BAW-Merkblatt Rissbreitenbegrenzung für frühen Zwang in massiven Wasserbauwerken (MFZ)
- [11] Röhling, S.: Zwangsspannungen infolge Hydratationswärme, Düsseldorf: Verlag Bau+Technik, 2009
- [12] Verein Deutscher Zementwerke: Zement-Taschenbuch. 51. Ausgabe, Düsseldorf: Verlag Bau+Technik, 2008
- [13] Röhling, S.: Betonbau. Band 2 – Hydratation – Junger Beton – Festbeton. Stuttgart: Fraunhofer IRB, 2012
- [14] Linse, D.: Stauwauern aus Beton und Mauerwerk. In: Beton-Kalender 2011. Berlin: Verlag Ernst & Sohn
- [15] Lohaus, S.; Petersen, L. Griese, R.; Anders, S.: Beton im Kraftwerksbau, In: Beton-Kalender 2011. Berlin: Verlag Ernst & Sohn
- [16] Bundesanstalt für Wasserbau: BAW-Brief Nr. 2, Einhaltung der Frischbetontemperaturen bei massigen Betonbauteilen, 2008
- [17] Westendarp, A.: Entwicklungen und Tendenzen bei Baustoffen und Bauausführung im Schleusenbau, In: Hütensandhaltiger Zement, Düsseldorf: Verlag Bau+Technik, 2002
- [18] Zement-Merkblatt B 18: Risse im Beton, Düsseldorf: Verein Deutscher Zementwerke e.V.
- [19] DIN 18831 – VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen – Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen – Betonarbeiten
- [20] Weisner, A.; Tue, N. V.; Schlicke, D.: Dehnfugenlose Schleuse Wusterwitz. Beton 63 (2013) Heft 12, S. 484–491

- [21] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2). DAFStb, Heft 600. Berlin: Beuth, 2012
- [22] Arslan, A.: Zur Begrenzung der Rissbreiten bei dicken Wänden, u. a. am Fernbahntunnel Berlin. Bautechnik 86 (2009) Heft 6, S. 329–338
- [23] DIN 60751 Industrielle Platin-Widerstandsthermometer und Platin-Temperatur Sensoren
- [24] DIN EN 196-8 Prüfverfahren für Zement – Teil 8: Hydrationswärme – Lösungsverfahren
- [25] DIN EN 196-9 Prüfverfahren für Zement – Teil 9: Hydrationswärme – Teiladiabatisches Verfahren
- [26] Schlicke, D.: Mindestbewehrung für zwangsbeanspruchten Beton – Festlegung unter Berücksichtigung der erhärtungsbedingten Spannungsgeschichte und der Bauteilgeometrie. Dissertation. Graz: Verlag der Technischen Universität, 2014
- [27] DIN 19702 Massivbauwerke im Wasserbau – Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit
- [28] DIN EN 1992-1-1/NA/A1: 2015-12, Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Änderung A1
- [29] Erläuterungen zur Änderung des deutschen Nationalen Anhangs zu Eurocode 2 (DIN EN 1992-1-1/NA/A1: 2015-12). Beton und Stahlbetonbau 111 (2016), Heft 1
- [30] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Bemessung nach DIN 1992 in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit. DAFStb Heft 630, Berlin: Beuth, 2018

Weiterführende Literatur

Hermerschmidt, W.; Nothnagel, R.; Budelmann, H.: Entwicklung eines teiladiabatischen Betonkalorimeters zur Bestimmung der Wärmefreisetzung von Betonen, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig – Materialprüfanstalt für das Bauwesen Braunschweig, 2012

Hintzen, W.; Thielen, G.: Betontechnische Einflüsse auf die Rissbildung infolge Hydrationswärme. Betontechnische Berichte 1998–2000, S. 61–72. Düsseldorf: Verein Deutscher Zementwerke, 2001

Tue, V. N.; Bödefeld, J.; Dietz, J.: Einfluss der Eigenspannung auf die Rissbildung bei dicken Bauteilen im jungen Betonalter. Beton und Stahlbeton 102 (2007) Heft 4, S. 215–222

Verein Deutscher Betoningenieure: Maßnahmen zur Verminderung der Zwangsbeanspruchungen infolge Hydrationswärme. Empfehlungen des AK Zwangsspannungen des VDB. VDB-Report 12, 2005

Tue, N. V.; Schlicke, D.; Bödefeld, J.: Beanspruchung in dicken Bodenplatten infolge des Abfließens der Hydrationswärme. Bautechnik 84 (2007) Heft 10. S. 702–710

Tue, N. V.; Schlicke, D.; Schneider, H.: Zwangsbeanspruchung massiver Kraftwerksbodenplatten infolge der Hydrationswärme. Bautechnik 86 (2009) Heft 3, S. 142–149

Bödefeld, J.: Rissmechanik in dicken Stahlbetonbauteilen bei abfließender Hydrationswärme. BAW-Mitteilungsblatt Nr. 92. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau, 2010

Weisner, A.: Massige Bauteile aus Beton sicher herstellen. BauPortal (2016) Heft 1, S. 41–44

Beratung und Information zu allen Fragen der Betonanwendung

Herausgeber

InformationsZentrum Beton GmbH, Steinhof 39, 40699 Erkrath

www.beton.org

Kontakt und Beratung vor Ort

Büro Berlin, Kochstraße 6–7, 10969 Berlin, Tel.: 030 3087778-0, berlin@beton.org

Büro Hannover, Hannoversche Straße 21, 31319 Sehnde, Tel.: 05132 502099-0, hannover@beton.org

Büro Beckum, Neustraße 1, 59269 Beckum, Tel.: 02521 8730-0, beckum@beton.org

Büro Ostfildern, Gerhard-Koch-Straße 2+4, 73760 Ostfildern, Tel.: 0711 32732-200, ostfildern@beton.org

Verfasser

Dipl.-Ing. (FH) André Weisner, Dr.-Ing. Thomas Richter, InformationsZentrum Beton GmbH