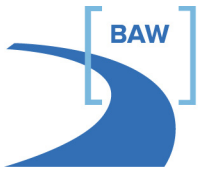


Bundesanstalt für Wasserbau
Kompetenz für die Wasserstraßen

BAWMerkblatt

Rissbreitenbegrenzung für frühen Zwang in massiven Wasserbauwerken (MFZ)

Ausgabe 2011



Bundesanstalt für Wasserbau
Kompetenz für die Wasserstraßen

BAW-Merkblätter und -Richtlinien Herausgeber

Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
Kußmaulstraße 17
76187 Karlsruhe

Postfach 21 02 53
76152 Karlsruhe

Tel.: 0721 9726-0
Fax: 0721 9726-4540

info@baw.de
www.baw.de

Übersetzung, Nachdruck – auch auszugsweise – nur mit Genehmigung des Herausgebers: © BAW 2011

Inhaltsverzeichnis		Seite
1	Einführung	1
2	Grundlagen	2
3	Theoretische Vorgehensweise	8
3.1	Auftretende Zwangbeanspruchung	8
3.1.1	Zentrischer Zwang	10
3.1.2	Biegezwang	12
3.2	Ermittlung der Anzahl der Sekundärrisse	14
3.3	Dimensionierung der Bewehrung	15
4	Anwendung im Rahmen der ZTV-W LB 215	17
4.1	Allgemeines	17
4.2	Zentrischer Zwang	17
4.2.1	Vorgehensweise	17
4.2.2	Beispiele	19
4.3	Biegezwang	20
4.3.1	Vorgehensweise	20
4.3.2	Beispiele	22
5	Qualitative Maßnahmen	24
6	Literatur	26

Bildverzeichnis

Bild 1:	Adiabatische Temperaturerhöhung und Wärmeerzeugungsrate	2
Bild 2:	Entwicklung von Zug-, Druckfestigkeit und E-Modul	2
Bild 3:	Charakteristischer Verlauf der Temperatur- und Spannungsentwicklung	3
Bild 4:	Aufteilung der Spannungskomponenten	4
Bild 5:	Dehnungsverlauf bei Erstrissbildung	5
Bild 6:	Dehnungsverlauf beim abgeschlossenen Rissbild	6
Bild 7:	Idealisierung der Realität (Beispiel Schleusenkammerwand)	8
Bild 8:	Statisches Ersatzsystem	9
Bild 9:	Entwicklung der Zwangskraft	10
Bild 10:	Entwicklung des Zwangmomentes	12
Bild 11:	Rissbildung an der luftseitigen Oberfläche	13
Bild 12:	Rissbildung an der gegenüberliegenden Seite	13

1 Einführung

Bei massiven Wasserbauwerken ist die Wasserundurchlässigkeit ein maßgebendes Kriterium der Gebrauchstauglichkeit. Risse im Beton, die zur Stahlbetonbauweise gehören, müssen folglich auf ein bestimmtes Maß begrenzt werden. Gleichzeitig wird damit ein dauerhafter Schutz der Bewehrung vor korrosivem Angriff gewährleistet. Eine wesentliche, risserzeugende Einwirkung ist dabei die als früher Zwang bezeichnete Beanspruchung aus der Verformungsbehinderung während des Hydratationsprozesses.

Im Jahr 2004 hat die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) ein Merkblatt *Früher Zwang* herausgegeben, (BAW, 2004). Darin wurden rechnerische Methoden vorgegeben, mit denen die Bewehrung für frühen Zwang technisch und wirtschaftlich sinnvoll dimensioniert werden konnte. Die Erfahrungen der letzten sieben Jahre belegen, dass die Methoden den bei Neubauten zu verzeichnenden Anstieg des Bewehrungsgehaltes stoppen konnten, zu moderaten Bewehrungsgehalten geführt haben und auf der anderen Seite keine Probleme mit zu großen Rissbreiten verursacht haben. Nachteile der Verfahren waren die mechanische Inkonsistenz, die zu unterschiedlichen Verfahren für Sohl- und Wandbauwerke geführt hat, und der Aufwand, der in der für Sohlbauwerke geforderten numerischen Berechnung lag.

In den letzten Jahren wurden daher weitere FuE-Aktivitäten aufgenommen, um zu einem besseren Verständnis der Prozesse während der Erhärtung von Stahlbetonbauteilen zu gelangen. Die gewonnenen Erkenntnisse haben zu einem neuen mechanischen Modell geführt, mit dem der Rissbildungsprozess einheitlich beschrieben werden kann. Im Fokus steht dabei die Verformungskompatibilität, d.h. die durch den Zwang behinderten Verformungen müssen durch Rissbildung und Dehnung im Beton kompensiert werden. Durch die Berücksichtigung der auftretenden Rissbildung können mit einem überschaubaren Algorithmus die erforderlichen Bewehrungsgehalte ermittelt werden. Die in der Vergangenheit gewonnenen Erfahrungen bezüglich der erforderlichen Bewehrungsgehalte werden dabei bestätigt.

Die dem Verfahren zu Grunde gelegten Annahmen, die im Merkblatt erläutert sind, gelten allgemein für Stahlbetonbauteile. Der Anwendungsbereich des Merkblatts wird aber auf Querschnitte mit einer kleinsten Abmessung $h > 80$ cm begrenzt. Wesentliche Vorteile dabei sind, dass die Festigkeiten mit den 28-Tage-Festigkeiten beschrieben werden können und dass Sekundärrissbildung unterstellt werden kann.

Zur Beschreibung des viskoelastischen Verhaltens von erhärtendem Beton liegen auf Grund der Komplexität des Themas noch keine allgemeingültigen Ansätze vor, weshalb die Effekte nicht berücksichtigt werden. Insgesamt ist aber von einer den Prozess dämpfenden Auswirkung der Viskoelastizität auszugehen, so dass die Vernachlässigung auf der sicheren Seite liegt.

Auf Grund der erforderlichen Annahmen und der großen Streuung der den Prozess beeinflussenden Parameter auf der Baustelle bleibt das Verfahren eine rechnerische Näherung. Es können folglich am Bauwerk vereinzelt größere Rissbreiten als die angestrebte, rechnerische Rissbreite auftreten, wie dies generell bei einer rechnerischen Rissbreitenbegrenzung, z. B. nach DIN EN 1992-1-1 (2011), möglich ist. Falls die ermittelte Bewehrung den Bewehrungsgehalt aus Tragfähigkeitsnachweisen bzw. die in den Beispielen ermittelten Bewehrungsgehalte deutlich übersteigt, ist eine Rücksprache mit dem Referat Massivbau der Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe angezeigt.

2 Grundlagen

Da der Beton infolge der Erhärtung auf ein niedrigeres Energieniveau übergeht, entsteht ein Energieüberschuss, der als Wärme im Beton frei wird. Die frei werdende Wärme wird in der Regel mit der adiabatischen Temperaturentwicklung oder deren zeitlicher Ableitung, der Wärmeerzeugungsrate, beschrieben, siehe Bild 1.

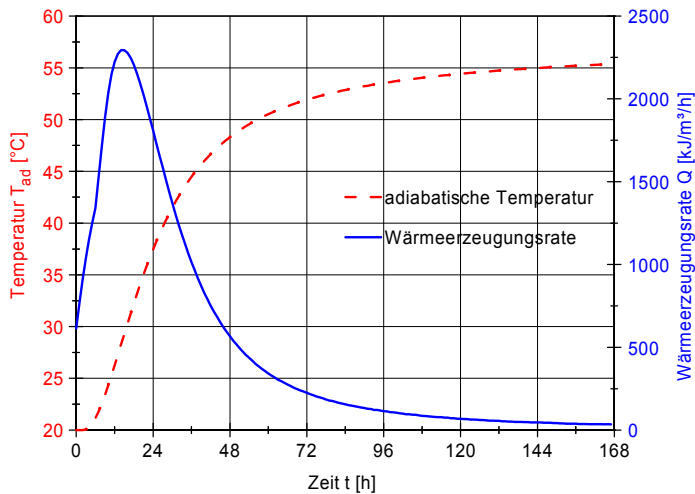


Bild 1: Adiabatische Temperaturerhöhung und Wärmeerzeugungsrate

Im Allgemeinen können die thermischen Verformungen, die sich bei freier Lagerung des Bauteils einstellen würden, auf Grund der Behinderung durch die angrenzenden Bauteile nicht auftreten. Während der Erhärtungsphase entwickeln sich zusätzlich die mechanischen Eigenschaften des Betons (E-Modul, Druck- und Zugfestigkeit), wie Bild 2 zeigt mit unterschiedlicher Geschwindigkeit.

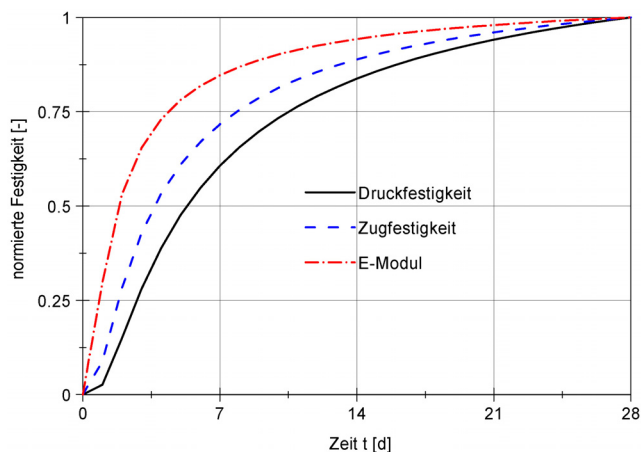


Bild 2: Entwicklung von Zug-, Druckfestigkeit und E-Modul

Die Temperatur zum Beginn der Steifigkeitsentwicklung wird als erste Nullspannungstemperatur T_{01} bezeichnet. In der weiteren Erwärmungsphase entstehen auf Grund der behinderten Ausdehnungsmöglichkeit Druckspannungen, die wegen des noch geringen E-Moduls und des hohen Relaxationsvermögens im Allgemeinen gering ausfallen, wie Bild 3 veranschaulicht.

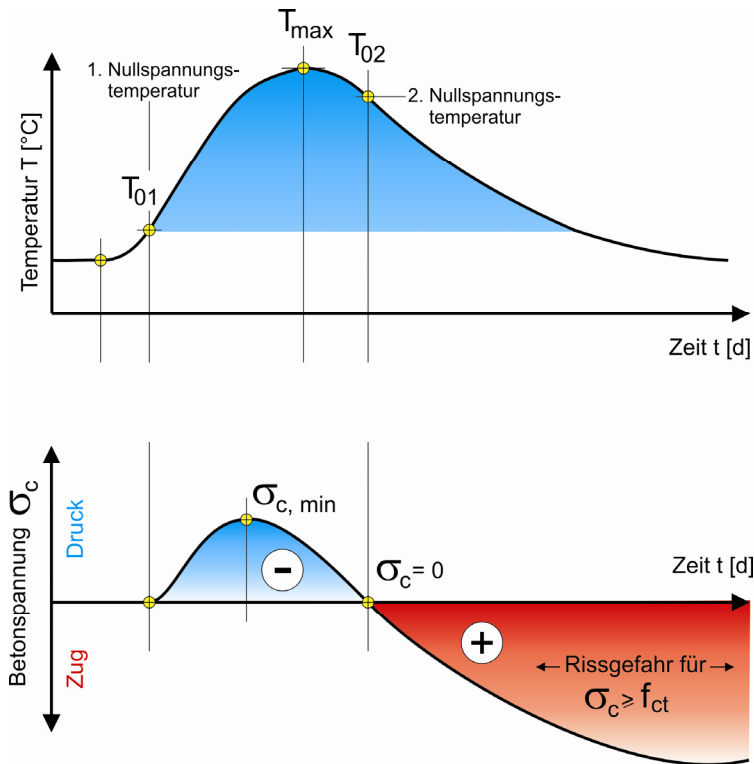


Bild 3: Charakteristischer Verlauf der Temperatur- und Spannungsentwicklung

In der anschließenden Abkühlphase bauen wegen der gestiegenen Steifigkeit (E-Modul) schon geringe Temperaturdifferenzen die Druckspannungen ab. Der Effekt wird durch die Relaxation der Druckspannungen verstärkt. Die Betontemperatur, bei der die Druckspannungen vollständig abgebaut sind, wird als zweite Nullspannungstemperatur T_{02} bezeichnet. Anschließend bauen sich im Querschnitt auf Grund der behinderten Kontraktionsmöglichkeit Zugspannungen auf. Der Prozess ist abgeschlossen, wenn sich die Temperatur im Querschnitt auf dem Niveau der Umgebungstemperatur ausgeglichen hat.

Die nichtlineare Temperaturverteilung im Querschnitt lässt neben den Zwangspannungen aus äußerer Behinderung nichtlinear verteilte Eigenspannungen entstehen. Die Eigenspannungen heben sich über den Querschnitt integriert auf und führen zu keiner Schnittgröße.

Je nach Behinderung setzt sich die Beanspruchung zusammen aus Zwangnormalspannungen $\sigma_{b,N}$ (zentrischer Zwang), aus Zwangbiegespannungen $\sigma_{b,M}$ (Biegezwang) und Eigenspannungen σ_E , siehe Bild 4. Die durch die äußere Behinderung hervorgerufene Beanspruchung (Zwangmoment, Zwangnormalkraft) wird auch als äußerer Zwang bezeichnet. Die aus der nichtlinearen Spannungsverteilung resultierenden Eigenspannungen werden innerer Zwang genannt.

Überschreiten die auftretenden Zugspannungen die aktuelle Zugfestigkeit entstehen Risse im Beton.

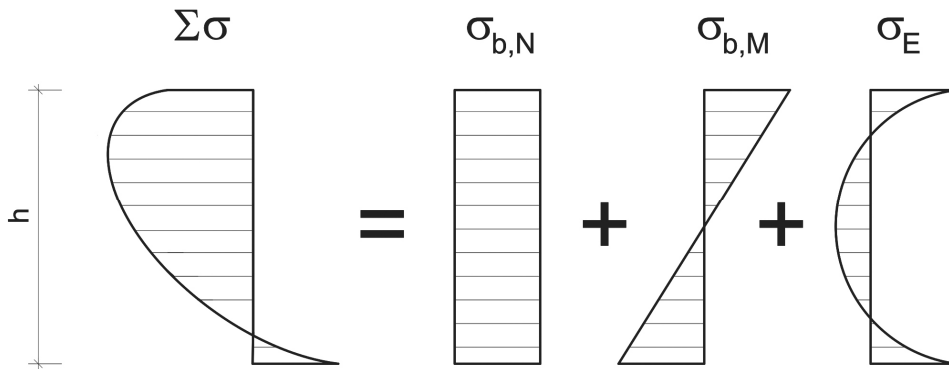


Bild 4: Aufteilung der Spannungskomponenten

Eigenspannungen alleine können im Querschnitt nicht zu Trennrissen führen. Eigenspannungen führen zu oberflächennahen Rissen am Rand des Querschnitts, die zu Beginn des Hydratationsprozesses auf Grund der frühen Abkühlung am Rand auftreten können. Die Wahrscheinlichkeit solcher Risse wird signifikant von den äußeren, thermischen Randbedingungen beeinflusst. In der Regel treten Eigenspannungen auf Grund der erforderlichen zwangsfreien Lagerung nicht isoliert auf. Eine Mindestbewehrung, z. B. nach ZTV-W 215, stellt aber in diesem Fall sicher, dass die auftretenden Rissbreiten die üblichen Grenzen von $w_k = 0,25$ mm nicht überschreiten. Bei einem reinen Eigenspannungszustand sind am Ende des Hydratationsprozesses die Randzugspannungen sowie die unter Umständen aufgetretenen, oberflächennahen Risse überdrückt. Es treten Kernzugspannungen auf, die die zu diesem Zeitpunkt voll entwickelte Zugfestigkeit deutlich unterschreiten.

Die Modellvorstellung der Rissbildung differenziert im Hinblick auf den Dehnungsverlauf die Erstrissbildung und das abgeschlossene Rissbild. Zusätzlich werden Primärrisse und Sekundärrisse unterschieden. Primärrisse durchtrennen den gesamten unter Zugspannung stehenden Querschnittsbereich, während Sekundärrisse nur die effektive Zugzone $A_{c,eff}$ erfassen.

Die Risschnittgröße erzeugt im Querschnitt Primärrisse, die in der Regel an einer Stelle mit geringer Festigkeit auftreten. Die Beanspruchung wird von der Bewehrung über Verbund wieder in den Beton geleitet. Am Ende der Einleitungslänge entspricht die Stahldehnung wieder der Betondehnung. Dies ist die Phase der Erstrissbildung. In Bild 5 bezeichnen l_e die Einleitungslänge, $s_{r,max}$ den Rissabstand, ϵ_s bzw. ϵ_c die Stahl- bzw. Betondehnung, $\Delta\epsilon_s$ bzw. $\Delta\epsilon_c$ die Dehnungsdifferenz für den Stahl bzw. den Beton zwischen dem Riss und dem Ende der Lasteinleitungslänge und ϵ_{sm} bzw. ϵ_{cm} die mittlere Stahl- bzw. Betondehnung im Lasteinleitungsbereich.

Mit steigender Beanspruchung bilden sich weitere Risse, bis letztendlich an jeder Stelle des Bauteils ein Dehnungsunterschied zwischen Beton und Bewehrung herrscht. Dieser Zustand wird in der Literatur als abgeschlossenes Rissbild bezeichnet und ist in Bild 6 dargestellt. Die Bezeichnungen entsprechen den Bezeichnungen in Bild 5.

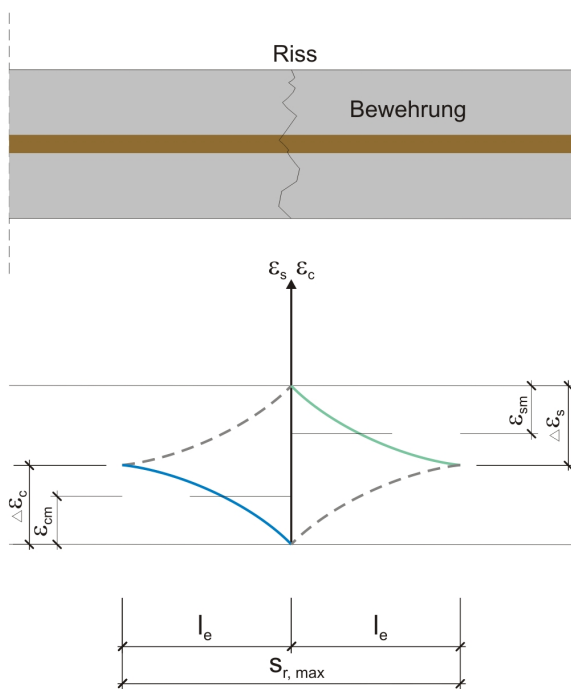


Bild 5: Dehnungsverlauf bei Erstrissbildung

Mit zunehmender Dicke gewinnt dabei die Bildung von Sekundärrissen an Bedeutung, da die Bewehrung bei diesen Bauteilen in der Regel konzentriert im Randbereich angeordnet wird und somit bei der Rissbildung nur ein Teilbereich der Zugzone aktiviert wird. Dieser Bereich wird als effektive Zugzone bezeichnet (DAfStb, 2010). Wenn in dieser effektiven Zugzone $A_{c,eff}$ die Zugfestigkeit überschritten wird, bilden sich dort Risse, die aber nicht den gesamten Querschnitt durchtrennen. Dies bedeutet, dass bei dicken Bauteilen nach der Bildung von sogenannten Primärrissen nur noch so viel Kraft von der Bewehrung über die Verbundwirkung in den Beton geleitet werden muss, wie zur Bildung der Sekundärrisse erforderlich ist.

Da die Zugkraft für die Bildung von Primärrissen deutlich größer als die Zugkraft für die Bildung von Sekundärrissen ist, kommt es unmittelbar nach der Bildung eines Primärrisses entweder zu einem deutlichen Abfall der Zwangskraft infolge der Steifigkeitsreduzierung oder zur Bildung von mehreren Sekundärrissen in der Umgebung des Primärrisses.

Primärrisse entstehen nur bei äußerer Zwangbeanspruchung, die in der Regel gegeben ist. Zentrische Zwangsspannungen führen zu Durchrissen, Biegezwangsspannungen zu Primärrissen in der Biegezugzone. Die Bestimmung der Größe der Zwangskraft ist sehr aufwendig und von vielen Randbedingungen abhängig, so dass sie immer nur im Einzelfall Gültigkeit besitzt.

Kommt es zu Primärrissbildung, übernimmt die Bewehrung die Zwangskraft, wegen ihrer gegenüber dem Beton geringeren Steifigkeit aber nur in deutlich reduzierter Größenordnung. Zusätzlich kann sich der Querschnitt - insbesondere bei dicken Querschnitten - auf Grund der am Rand angeordneten Bewehrung in der Mitte verformen, wodurch weiterer Zwang abgebaut wird. Durch die im Querschnitt eintretende Verformung werden die Eigenspannungen komplett abgebaut.

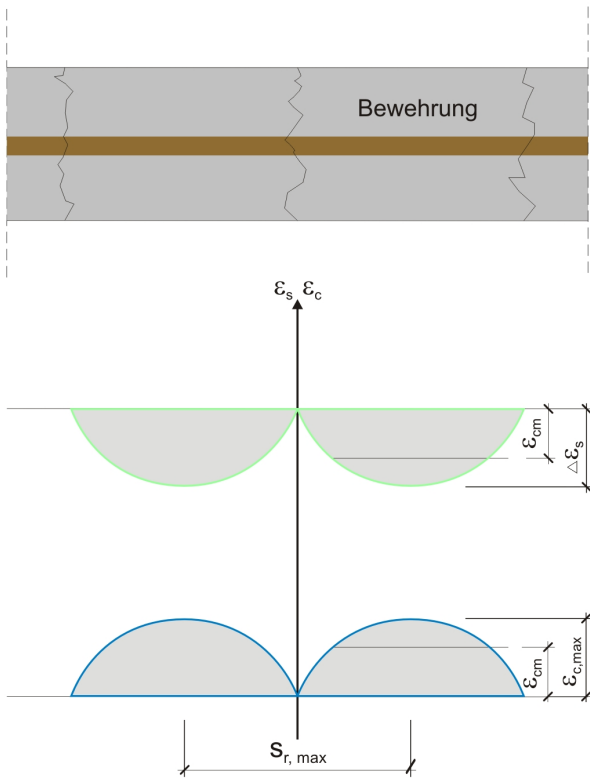


Bild 6: Dehnungsverlauf beim abgeschlossenen Rissbild

Nach der Rissbildung baut sich der Zwang bis zum Temperatenausgleich weiter auf. Maßgebend für die Beanspruchung im Querschnitt ist damit die äußeren Zwang erzeugende Temperaturdifferenz zwischen der zweiten Nullspannungstemperatur und dem Temperatenausgleich auf dem Niveau der Umgebungstemperatur. Der Zeitpunkt der Rissbildung ist dann ohne Bedeutung, die Beanspruchung resultiert allein aus der Temperaturdifferenz.

Die Bewehrung muss so dimensioniert werden, dass die aus der Temperaturdifferenz resultierenden Dehnungen durch Rissbildung aufgenommen werden können und die auftretenden Rissbreiten dabei die vorgegebenen Grenzwerte nicht überschreiten. Die in den ungerissenen Bereichen auftretenden Betondehnungen werden auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt.

Ein hoher Bewehrungsgehalt hält den Zwang im Querschnitt auf Grund der hohen Steifigkeit im Zustand II. Er führt zu einer großen Zwangskraft in der Bewehrung, die durch den großen Bewehrungsquerschnitt in einer geringen Stahlspannung im Riss und damit einer geringen Rissbreite resultiert.

Ein geringer Bewehrungsgehalt führt zu einer geringen Steifigkeit im Zustand II und damit zu einer geringeren Zwangskraft in der Bewehrung. Die Stahlspannung im Riss wird dann aber größer und damit einhergehend die Rissbreite.

Im Weiteren werden die Bauteile nach ihrer Zwangbeanspruchung unterschieden. Es werden zwei Gruppen gebildet:

- Vorwiegend durch zentrischen Zwang beanspruchte Bauteile (z. B. Schleusenammerwand, Wehrwange, Wehrpfeiler). Der Temperaturabfluss erfolgt in Querschnittsrichtung symmetrisch. Das Bauteil wird durch angrenzende Bauteile im Wesentlichen zentrisch gezwängt. Der Zwang wird maximal bei Temperatúrausgleich.
- Vorwiegend durch Biegezwang beanspruchte Bauteile (z. B. Schleusenammersohle und Wehrsohle, auf Lockergestein gegründet). Der Temperaturabfluss erfolgt im Wesentlichen zu einer Oberfläche hin, wodurch eine Krümmung (Aufschüsseln, Aufwölben) induziert wird, die durch Eigengewicht verhindert wird. Es entsteht in einer frühen Phase ein Moment mit Rissbildung an der luftbeaufschlagten Oberfläche. Nach dem Temperatúrausgleich entsteht ein umgekehrtes Moment mit Rissbildung an der gegenüberliegenden Oberfläche.

Es kann Bauteile geben, die einer kombinierten Beanspruchung unterliegen, z. B. eine Platte, die auf einer UW-Betonsohle mit herausstehenden Köpfen einer Pfahlbockverankerung gegründet ist, oder der massige Stahlbetonholm einer Spundwand. In diesem Fall ist eine gesonderte Betrachtung erforderlich.

3 Theoretische Vorgehensweise

Die Grundlagen der Vorgehensweise sind in BAW (2010) ausführlich beschrieben. Im Gegensatz zu den in DIN EN 1992-1-1 (2011) zur Ermittlung der Mindestbewehrung angewandten Verfahren steht an dieser Stelle die Betrachtung der Verformungskompatibilität zwischen Zwangbeanspruchung und Rissbild im Vordergrund. Der Ansatz basiert auf der Erkenntnis, dass Zwang ein geometrisches Problem und kein Gleichgewichtsproblem ist.

Die folgenden Arbeitsschritte sind durchzuführen:

1. Bestimmung der Zwangbeanspruchung infolge Temperatur am ungerissenen Querschnitt;
2. Ermittlung der erforderlichen Anzahl an Sekundärrissen in Abhängigkeit des Primärrissabstandes zur Erlangung der Verformungskompatibilität;
3. Dimensionierung der Bewehrung, so dass die rechnerische Rissbreite im Primärriss eingehalten wird.

3.1 Auftretende Zwangbeanspruchung

Da der Behinderungsgrad eines Bauteils nur sehr aufwendig zu bestimmen ist und nur im Einzelfall erfolgen kann, wird der Zwang auf der sicheren Seite liegend an einem voll gezwängten Bauteil ermittelt. Das in der Realität dreidimensionale Modell kann vereinfacht mit einer herausgeschnittenen Scheibe zweidimensional ersetzt werden. Bild 7 zeigt für eine Wand die Idealisierung der Realität. Die Länge des Bauteils ist zur Bestimmung der Temperaturbeanspruchung ohne Bedeutung. Der Abstand der Primärrisse, der die Zwangbeanspruchung bestimmt, wird später berücksichtigt.



Bild 7: *Idealisierung der Realität (Beispiel Schleusenammerwand)*

Das entsprechende statische System ist der in Bild 8 dargestellte, beidseitig eingespannte Träger mit der Wanddicke h als Querschnittsbreite, der über einen Rand (Biegezwang) oder zwei Ränder (zentrischer Zwang) zur Umgebung hin während der Hydratation abkühlt. Wenn das Problem symmetrisch ist (z. B. Temperaturabfluss über zwei Ränder bei Wänden), reicht die Modellierung einer Symmetriehälfte aus.

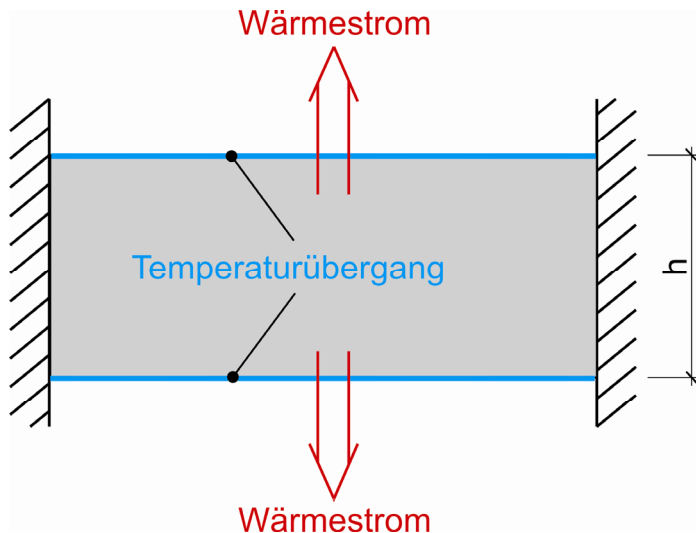


Bild 8: Statisches Ersatzsystem

Eingangsparameter für das Modell ist u. a. die adiabatische Wärmefreisetzung der zum Einsatz kommenden Betonrezeptur. Die Wärmefreisetzung kann durch großformatige Probestücke, durch Kalorimettermessungen oder gegebenenfalls überschlägig durch Berechnungen ermittelt werden. Durch die Berücksichtigung der Frischbetontemperatur, der Lufttemperatur, des Wärmeübergangskoeffizienten sowie der wärmetechnischen Materialparameter des Betons (spezifische Wärmekapazität c und Wärmeleitfähigkeit λ) kann das instationäre Temperaturfeld während der Hydratationsphase ermittelt werden. Die Kennwerte können der einschlägigen Literatur entnommen werden, z. B. Rostásy (2001), Schikora (2000).

Das Temperaturfeld wird anschließend mit der Steifigkeitsentwicklung (E-Modul) überlagert, die beispielsweise CEB-FIP (1990) entnommen werden kann. Freie Parameter können Tabellen entnommen werden oder zur Anpassung an Laborkennwerte verwendet werden. Die Berechnung erfolgt im Zustand I am ungerissenen Querschnitt.

Bedingt durch den Temperaturabfluss über den Rand wird nicht die komplette adiabatische Wärmeerhöhung in Zwang umgesetzt. Mit steigender Querschnittsdicke nimmt dieser Anteil aber zu.

3.1.1 Zentrischer Zwang

Wenn die Spannungen über den Querschnitt zu jeder Zeit integriert werden, ergibt sich für ein zentrisch gezwängtes Bauteil die Entwicklung der Zwangskraft $N_c(t)$:

$$N_c(t) = \int_0^h \sigma(z,t) \cdot b \, dz \quad (3-1)$$

mit:

$N_c(t)$ zentrische Zwangskraft zum Zeitpunkt t ,

$\sigma(z,t)$ Spannung im Querschnitt zum Zeitpunkt t ,

h Querschnittsdicke,

z Laufvariable, in Querschnittshöhe vom Schwerpunkt startend,

b Querschnittsbreite.

In Bild 9 ist eine charakteristische Entwicklung der zentrischen Zwangskraft dargestellt. 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 konservativ vernachlässigt.

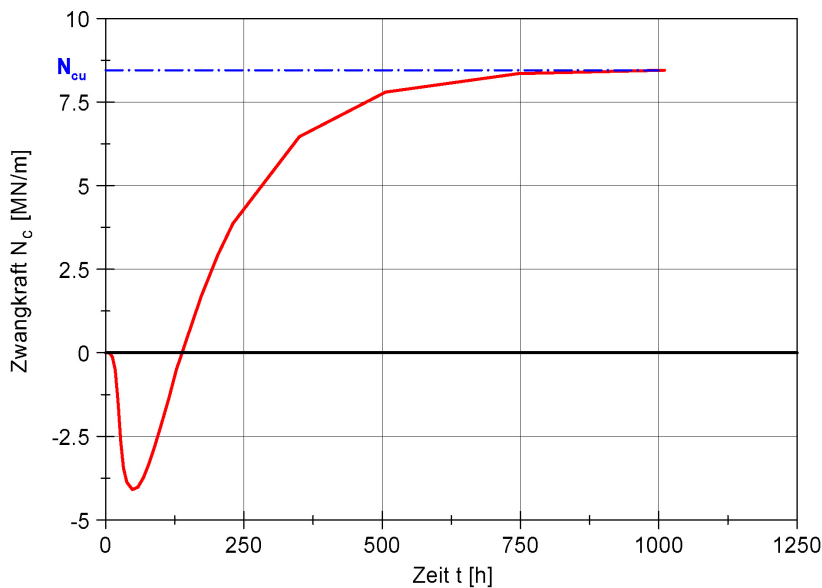


Bild 9: Entwicklung der Zwangskraft

Im Bauteil soll die behinderte Verformung durch Rissbildung ermöglicht werden. Dazu wird die zentrische Zwangskraft in eine Temperaturdifferenz umgerechnet, mit der der zentrische Anteil der gezwängten Verformung beschrieben wird. Wenn das Bauteil die sich aus der Temperaturdifferenz ergebende, freie Verformung durch Rissbildung ermöglicht, ist der Zwang abgebaut.

Bemessungsrelevant ist dabei die maximale Zug-Zwangkraft bei Temperaturengleich N_{cu} . Die maximale Druck-Zwangkraft zu Beginn des Prozesses muss nicht berücksichtigt werden.

Die im Folgenden als äquivalente Temperaturdifferenz bei zentrischem Zwang bezeichnete Größe ΔT_N kann aus der Zug-Zwangkraft N_{cu} ermittelt werden:

$$\Delta T_N = \frac{N_{cu}}{E_{cm} \cdot \alpha_T \cdot h \cdot b} \quad (3-2)$$

mit:

- ΔT_N äquivalente Temperaturdifferenz bei zentrischem Zwang,
- N_{cu} Zwangskraft im Beton bei Temperaturlausgleich, Zustand I,
- E_{cm} mittlerer Elastizitätsmodul des Betons gemäß Tabelle 1,
- α_T Wärmeausdehnungskoeffizient,
- h Querschnittsdicke,
- b Querschnittsbreite.

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

Tabelle 1: Festigkeitskennwerte für Beton gemäß DIN EN 1992-1-1 (2011)

Der Weg über die äquivalente Temperaturdifferenz wird gewählt, weil - wie später gezeigt wird - für Standardfälle eine Ermittlung der Größe über die adiabatische Temperaturerhöhung möglich ist und so eine instationäre Berechnung umgangen werden kann.

Für den Elastizitätsmodul ist der unter der Berücksichtigung der Reife ermittelte Wert zum Zeitpunkt des Temperaturlausgleichs anzusetzen. Auf Grund der für das vorliegende Merkblatt begrenzten Anwendung auf Bauteile mit kleinsten Abmessungen > 80 cm ist der Ansatz des mittleren Elastizitätsmoduls gemäß Tabelle 1 gerechtfertigt.

3.1.2 Biegezwang

Für ein vorwiegend auf Biegung beanspruchtes Bauteil ergibt sich ein Zwangmoment. Um dieses Moment zu erhalten, muss der Eigenspannungsanteil und der Anteil der zentrischen Spannungen aus der Spannungsverteilung im Querschnitt herausgefiltert werden. Das Zwangmoment M_c ergibt sich zu:

$$M_c(t) = \int_0^h \sigma(z,t) \cdot z \cdot b \, dh \quad (3-3)$$

mit:

$M_c(t)$ Zwangmoment,

$\sigma(z,t)$ Spannung im Querschnitt,

h Querschnittsdicke,

z Laufvariable, in Querschnittshöhe vom Schwerpunkt startend,

b Querschnittsbreite.

Bild 10 zeigt eine charakteristische Entwicklung des Zwangmomentes.

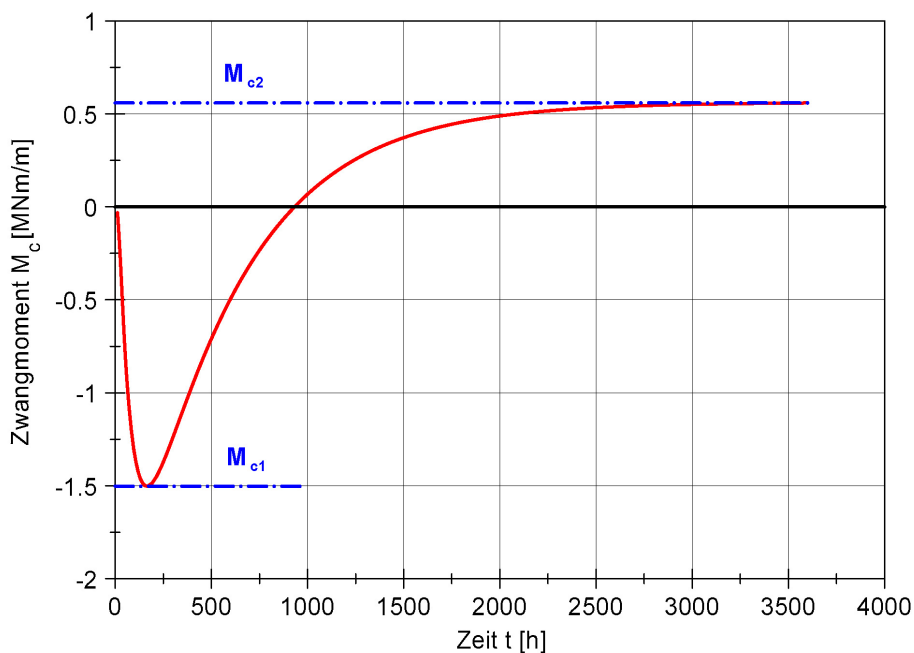


Bild 10: Entwicklung des Zwangmomentes

Bei Biegezwang sind zwei Extremwerte zu berücksichtigen. Bild 11 zeigt die Beanspruchung des zeitlich früher auftretenden Zwangmoments M_{c1} , das Rissbildung an der luftseitigen, auskühlenden Oberfläche erzeugt und vom Betrag her das größere der beiden Momente ist. Bei freier Verformung würde sich ein Aufschüsseln des Bauteils ergeben, das durch die Wirkung des Eigengewichtes verhindert wird. Obwohl die Risse an der Oberseite durch das entgegengesetzte Moment zum Abschluss der Hydratationsphase teilweise wieder geschlossen sind, sollte auf der sicheren Seite liegend auch für das temporäre Moment M_{c1} die Rissbreite begrenzt werden.



Bild 11: Rissbildung an der luftseitigen Oberfläche

Das andere Zwangsmoment M_{c2} erzeugt Rissbildung an der gegenüberliegenden Plattenseite (in der Regel die Unterkante). Es entsteht durch die Auskühlung des der Umgebungsseite gegenüberliegenden Bereichs und würde bei freier Verformung ein Aufwölben der Platte erzeugen, was in Bild 12 dargestellt ist. Auch dieses Aufwölben wird durch die Wirkung des Eigengewichtes verhindert.

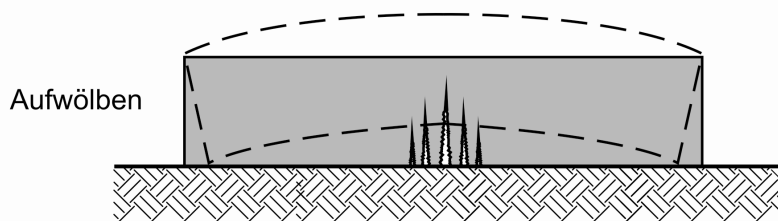


Bild 12: Rissbildung an der gegenüberliegenden Seite

Analog der Vorgehensweise beim zentrischen Zwang kann auch für die Biegebeanspruchung eine äquivalente Temperaturdifferenz ermittelt werden, die die behinderte Zwangverformung charakterisiert und bei freier Lagerung die entsprechende Verformung ergeben würde.

Diese, im Folgenden als äquivalente Temperaturdifferenz bei Biegezwang für die Zugseite bezeichnete Größe ΔT_{Mi} ermittelt sich zu:

$$\Delta T_{Mi} = \frac{6 \cdot M_{ci}}{E_{cm} \cdot \alpha_T \cdot h^2 \cdot b} \quad (3-4)$$

mit:

- ΔT_{Mi} äquivalente Temperaturdifferenz bei Biegung,
- M_{ci} Zwangsmoment im Beton, Zustand I,
- E_{cm} mittlerer Elastizitätsmodul des Betons gemäß Tabelle 1,
- α_T Wärmeausdehnungskoeffizient,
- h Querschnittsdicke,
- b Querschnittsbreite.

Für den Elastizitätsmodul gelten die in Abschnitt 3.1.1 beschriebenen Sachverhalte.

3.2 Ermittlung der Anzahl der Sekundärrisse

Die in Abschnitt 3.1 ermittelten, äquivalenten Temperaturdifferenzen wollen eine Verformung des Bauteils erzeugen, die durch den äußeren Zwang behindert wird. Der Zwang wird bei Stahlbetonbauteilen dann durch Rissbildung abgebaut, die sich bei massigen Bauteilen in Form von Primär- und Sekundärrissen zeigt. Für den Zwangabbau und das Erreichen der Verformungskompatibilität ist der Abstand der Primärrisse von entscheidender Bedeutung. Die zwischen zwei Primärrissen infolge der äquivalenten Temperaturdifferenz erforderliche Verformung wird dann durch Sekundärrisse in der Nähe der Primärrisse erreicht.

In Tue (2009) wurden umfangreiche Untersuchungen zum Rissabstand bei massiven Wand-Fundamentsystemen gemacht, die für die zentrische Zwangbeanspruchung charakteristisch sind. Danach überschreitet der Abstand der Primärrisse $l_{cr,W}$ die 1,2-fache Wandhöhe des betonierten Abschnittes h_{BA} nicht, so dass gilt:

$$l_{cr,W} \leq 1,2 \cdot h_{BA} \quad (3-5)$$

Für übliche Bauvorhaben, bei denen die Höhe des Betonierabschnittes auf Grund des Schalungsdruckes 5 m nicht überschreiten wird, kann daher auf der sicheren Seite liegend ein Abstand der Primärrisse von $l_{cr,W} = 6$ m angenommen werden.

Bei plattenartigen Bauteilen muss das durch Eigengewicht erzeugte, der Temperaturverkrümmung entgegen wirkende Moment die Risschnittgröße erreichen, um Primärrisse zu erzeugen, (Tue, 2009). Der Rissabstand $l_{cr,Pl}$ hängt dann vom Mittelwert der Zugfestigkeit f_{ctm} , der Plattendicke h und der Wichte des Stahlbetons γ ab und kann mit folgender Gleichung beschrieben werden:

$$l_{cr,Pl} = \sqrt{\frac{f_{ctm} \cdot h}{3 \cdot \gamma}} \quad (3-6)$$

Der Rissabstand gilt sowohl für den Fall des früh auftretenden Aufschüsselns (Oberfläche kühlt aus) als auch den Fall der später auftretenden Aufwölbung (Kern kühlt aus). Ebenso gilt die Formel für den Randabstand des ersten Risses und den Abstand der folgenden Risse.

Gemäß BAW (2010) bietet ein Rissystem mit n Sekundärrissen, die paarweise links und rechts des Primärrisses auftreten, folgendes Gesamtverformungspotential:

$$\Sigma w = w^P \cdot (1 + 0,9 \cdot n) \quad (3-7)$$

mit:

- Σw Gesamtverformungspotential zwischen zwei Primärrissen,
- w^P Rissbreite des Primärrisses,
- n Anzahl der Sekundärrisse.

Dem so ermittelten Gesamtverformungspotential steht die aus der Zwangsbeanspruchung ermittelte behinderte Verformung w_{beh} gegenüber:

$$w_{beh} = \Delta T \cdot \alpha_T \cdot l_{cr} \quad (3-8)$$

Die Anzahl der erforderlichen Sekundärrisse ergibt sich dann bei Vernachlässigung der Betondehnung durch Gleichsetzen von (3-7) und (3-8) nach Umformung zu:

$$n \geq 1,1 \cdot \left(\frac{\Delta T \cdot \alpha_T \cdot l_{cr}}{w^P} - 1 \right) \quad (3-9)$$

3.3 Dimensionierung der Bewehrung

Um n Sekundärrisse zu erzeugen, ist im Primärriss eine Spannung $\sigma_{s,erf}$ erforderlich, die nach BAW (2010) wie folgt ermittelt werden kann:

$$\sigma_{s,erf} = (1 + n \cdot 0,3) \cdot \frac{f_{ctm}}{eff \rho} \quad (3-10)$$

mit:

f_{ctm} Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit gemäß Tabelle 1,
 $eff \rho$ geometrischer Bewehrungsgrad in der Wirkungszone der Bewehrung.

Für die Zugfestigkeit ist der unter der Berücksichtigung der Reife ermittelte Wert zum Zeitpunkt des Temperaturengleichs anzusetzen. Auf Grund der für das vorliegende Merkblatt begrenzten Anwendung auf Bauteile mit kleinsten Abmessungen > 80 cm ist der Ansatz des Mittelwerts der Zugfestigkeit gemäß Tabelle 1 gerechtfertigt.

Gleichzeitig darf im Primärriss die angestrebte Rissbreite w^P nicht überschritten werden, was durch die Begrenzung der vorhandenen Spannung auf $\sigma_{s,tol}$ erreicht wird. Diese kann in Anlehnung an BAW (2010) und DIN EN 1992-1-1 (2011) berechnet werden:

$$\sigma_{s,tol} = \frac{w^P \cdot eff \rho \cdot E_s}{0,18 \cdot d_s} + \frac{0,39 \cdot f_{ctm}}{eff \rho} \quad (3-11)$$

mit:

E_s Elastizitätsmodul der Bewehrung, i.d.R. $E_s = 200.000$ N/mm²,
 d_s Durchmesser der Bewehrung.

Durch Gleichsetzen von (3-10) und (3-11) ergibt sich der erforderliche Bewehrungsgehalt $a_{s,erf}$:

$$a_{s,erf} = \sqrt{\frac{d_s \cdot d_1^2 \cdot b^2 \cdot f_{ctm}}{w^P \cdot E_s} \cdot (0,69 + 0,34 \cdot n)} \quad (3-12)$$

mit:

d_1 Randabstand der Bewehrung

b Querschnittsbreite.

Die angegebenen Formeln setzen Sekundärrissbildung voraus, was auf Grund der Anwendung für Bauteile mit einer kleinsten Abmessung > 80 cm gerechtfertigt ist.

4 Anwendung im Rahmen der ZTV-W LB 215

4.1 Allgemeines

Die zu lösende Aufgabe reduziert sich mit dem gegebenen Algorithmus auf die Bestimmung der äquivalenten Temperaturdifferenz ΔT_N bzw. ΔT_M . Mit der in Abschnitt 3 beschriebenen Vorgehensweise kann diese Größe mit Hilfe einer instationären Temperaturfeldberechnung mit nachgeschalteter Spannungsanalyse, die die Entwicklung der Materialparameter berücksichtigt, ermittelt werden.

Mit den Randbedingungen der ZTV-W 215 kann die äquivalente Temperaturdifferenz vereinfacht aus der adiabatischen Temperaturerhöhung ermittelt werden. Die Berechnung erfolgt mit verschiedenen Faktoren, die unterschiedliche Einflüsse berücksichtigen. Maßgebende Parameter sind:

- die adiabatische Temperaturerhöhung nach 7 Tagen $\Delta T_{\text{adiab},7d}$,
- die Querschnittsdicke,
- die Wahl der Festigkeitsklasse,
- die Jahreszeit, in der betoniert wird.

Unter Umständen können große Temperaturdifferenzen zwischen Frischbeton und Umgebung auftreten, die zwangwirksam werden, siehe auch Bild 3. Dies ist zum Beispiel der Fall, wenn mit hohen Frischbetontemperaturen in winterlichen Temperaturverhältnissen betoniert wird. Die dann zusätzlich wirkende äquivalente Temperaturdifferenz ist geeignet zu berücksichtigen, unter Umständen mit einer Temperaturfeld- und Spannungsanalyse.

Ein Winterszenario ist dann gegeben, wenn die Frischbetontemperatur 15 °C und die Umgebungstemperatur während der gesamten Hydratationsphase 10 °C nicht übersteigen.

4.2 Zentrischer Zwang

4.2.1 Vorgehensweise

Durch Vergleichsberechnungen wurde der Einfluss der Parameter untersucht. Es zeigt sich dabei, dass

- sich der prozentuale Anteil der adiabatischen Temperaturerhöhung, der in äquivalente Temperaturdifferenz umgesetzt wird, mit der Größe der adiabatischen Temperaturerhöhung nicht verändert. Das heißt, die Abhängigkeit kann mit einem Faktor, der unabhängig von der Größe der adiabatischen Temperaturerhöhung ist, beschrieben werden.
- der Einfluss der Querschnittsdicke ab einer Querschnittsdicke von 2 m vernachlässigbar ist.
- die zentrische Temperaturdifferenz mit der Betonfestigkeitsklasse ansteigt.
- Winter-Szenarien zu geringeren zentrischen Temperaturdifferenzen führen.

Die äquivalente Temperaturdifferenz wird danach aus der adiabatischen Temperaturerhöhung nach sieben Tagen $\Delta T_{\text{adiab},7d}$ berechnet mit:

$$\Delta T_N = k_0^N \cdot k_{FK}^N \cdot k_{JZ}^N \cdot \Delta T_{\text{adiab},7d} \quad (4-1)$$

Die Faktoren werden wie folgt ermittelt:

k_0^N ist der Basisfaktor zur Ermittlung der äquivalenten Temperaturdifferenz. Es gilt:

$$k_0^N = 0,7 - 0,2 / h^{0,3} \leq 0,55$$

mit der Querschnittsdicke h in m.

k_{FK}^N ist der Faktor zur Berücksichtigung der Betonfestigkeitsklasse. Es gilt:

$$k_{FK}^N = 0,9 \quad \text{für C 20/25,}$$

$$k_{FK}^N = 0,95 \quad \text{für C 25/30,}$$

$$k_{FK}^N = 1,0 \quad \text{für C 30/37.}$$

k_{JZ}^N ist der Faktor zur Berücksichtigung des Betonagezeitpunkts. Es gilt:

$$k_{JZ}^N = 0,7 + 0,1 \cdot h \quad \text{für } 0,8 \text{ m} < h < 3 \text{ m bei Betonage im Winter,}$$

$$k_{JZ}^N = 1,0 \quad \text{für } 0,8 \text{ m} < h < 3 \text{ m bei Betonage außerhalb des Winters}$$

und

$$\text{für } h \geq 3 \text{ m.}$$

Wird die Reduktion der adiabatischen Temperaturerhöhung k_{JZ}^N genutzt, ist darauf zu achten, dass das gesamte Bauwerk während winterlicher Temperaturen zu errichten ist.

Wird $\alpha_T = 10^{-5}$ und gemäß ZTV-W 215 $w^P = 0,25 \text{ mm}$ gesetzt, vereinfacht sich Gleichung (3-9) zu:

$$n \geq 0,044 \cdot \Delta T_N \cdot l_{cr,W} - 1,1 \quad (4-2)$$

Die Anzahl der Sekundärrisse muss eine natürliche Zahl sein. Das Ergebnis von Gleichung (4-2) müsste folglich auf die nächst größere, natürliche Zahl aufgerundet werden. Auf Grund der vernachlässigten Viskoelastizität, des Ansatzes von vollem Zwang und der Vernachlässigung der Dehnungen im ungerissenen Beton enthält das Verfahren aber Sicherheiten, die eine Berücksichtigung des Ergebnisses von Gleichung (4-2) als positive, reelle Zahl erlauben. Somit werden auch signifikante Sprünge in der erforderlichen Bewehrung vermieden.

Wenn n bekannt ist, kann die erforderliche Bewehrung nach Gleichung (3-12) berechnet werden.

4.2.2 Beispiele

Beispiel 1:

Eine 2,5 m dicke Wand im Wasserwechselbereich einer Schleuse wird in C 25/30 ausgeführt. Die maximale, adiabatische Temperaturerhöhung wurde im Kalorimeterversuch mit $\Delta T_{\text{adiab},7d} = 38 \text{ K}$ ermittelt. Es soll ganzjährig betoniert werden. Die Betonierabschnitte haben eine Höhe von 3,5 m.

Die äquivalente Temperaturdifferenz beträgt nach Gleichung (4-1):

$$\Delta T_N = \left(0,7 - \frac{0,2}{2,5^{0,3}} \right) \cdot 0,95 \cdot 1,0 \cdot 38 = 19,8 \text{ K}$$

Zur Verformungskompatibilität ergibt sich gemäß Gleichung (4-2) mit $l_{\text{cr},W}$ gemäß Gleichung (3-5):

$$n \geq 0,044 \cdot 19,8 \cdot 1,2 \cdot 3,5 - 1,1 = 2,6$$

Mit:

d_s	=	28 mm
d_1	=	7,4 cm
b	=	100 cm
f_{ctm}	=	2,6 N/mm ²
w^P	=	0,25 mm
E_s	=	200.000 N/mm ²

ergibt sich mit Gleichung (3-12) ein erforderlicher Bewehrungsgehalt auf jeder Seite von:

$$a_{s,\text{erf}} = \sqrt{\frac{28 \cdot 7,4^2 \cdot 100^2 \cdot 2,6}{0,25 \cdot 200.000} \cdot (0,69 + 0,34 \cdot 2,6)} = 35,4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

In BAW (2004) wird für das gleiche Beispiel ein erforderlicher Bewehrungsgehalt von 37,4 cm²/m pro Seite ermittelt. Die Bemessung nach DIN EN 1992-1-1/NA (2011) ergibt einen erforderlichen Bewehrungsquerschnitt von 62 cm²/m auf jeder Seite. Maßgebend ist die für dickere Bauteile zugelassene Rissbreitenbegrenzung in der Wirkungszone der Bewehrung unter Ansatz von $f_{\text{ct,eff}} = 3,0 \text{ N/mm}^2$.

Beispiel 2:

Eine 3,5 m dicke Wand wird in C 25/30 ausgeführt, wobei die Betonierabschnitte eine Höhe von 4,2 m haben. Die maximale, adiabatische Temperaturerhöhung entspricht $\Delta T_{\text{adiab},7d} = 43 \text{ K}$. Es soll ganzjährig betoniert werden.

Die äquivalente Temperaturdifferenz beträgt nach Gleichung (4-1):

$$\Delta T_N = 0,55 \cdot 0,95 \cdot 1,0 \cdot 43 = 22,5 \text{ K}$$

Zur Verformungskompatibilität ergibt sich gemäß Gleichung (4-2) mit $l_{\text{cr},W}$ gemäß Gleichung (3-5):

$$n \geq 0,044 \cdot 22,5 \cdot 1,2 \cdot 4,2 - 1,1 = 3,9$$

Mit:

d_s	=	28 mm
d_1	=	7,4 cm
b	=	100 cm
f_{ctm}	=	2,6 N/mm ²
w^P	=	0,25 mm
E_s	=	200.000 N/mm ²

ergibt sich mit Gleichung (3-12) ein erforderlicher Bewehrungsgehalt auf jeder Seite von:

$$a_{s,erf} = \sqrt{\frac{28 \cdot 7,4^2 \cdot 100^2 \cdot 2,6}{0,25 \cdot 200.000} \cdot (0,69 + 0,34 \cdot 3,9)} = 40,1 \frac{cm^2}{m}$$

Die Bemessung nach DIN EN 1992-1-1/NA (2011) ergibt einen erforderlichen Bewehrungsquerschnitt von 62 cm²/m auf jeder Seite. Maßgebend ist die für dickere Bauteile zugelassene Rissbreitenbegrenzung in der Wirkungszone der Bewehrung unter Ansatz von $f_{ct,eff} = 3,0$ N/mm².

4.3 Biegezwang

4.3.1 Vorgehensweise

Gegenüber Wandbauteilen sind Sohlbauteile in der Regel geringer beansprucht. Es kommen daher geringere Festigkeitsklassen zum Einsatz. Zusätzlich ist die Nachbehandlung von Sohlbauwerken in der Regel nicht thermisch wirksam, wie z. B. das Belassen in der Schalung bei Wandbauwerken. Es wird daher für die Vorgehensweise bei Sohlbauwerken ein relativ günstiges Szenario als Regel-Szenario betrachtet und abweichende, ungünstige Verhältnisse mit Zuschlägen beaufschlagt.

Bereits bei den Untersuchungen zum zentrischen Zwang hat sich gezeigt, dass der Betrag der adiabatischen Temperaturerhöhung zur Bestimmung der Faktoren keine Bedeutung hat.

Durch Vergleichsberechnungen wurde der Einfluss der verbleibenden Parameter untersucht. Es zeigt sich dabei, dass

- der zum Temperatenausgleich auftretende Biegezwang aus verhinderter Aufwölbung klein ist und mit der Querschnittsdicke abnimmt.
- der Einfluss der Querschnittsdicke ab einer Querschnittsdicke von 3 m vernachlässigbar ist.
- die Biegetemperaturdifferenz mit der Betonfestigkeitsklasse ansteigt.
- Winter-Szenarien zu geringeren Biegetemperaturdifferenzen führen als Sommer-Szenarien.

Der Zwang zur Dimensionierung der unteren Bewehrung wurde durch Vergleichsrechnungen analysiert. Auf der sicheren Seite liegend kann das zur Verformungskompatibilität erforderliche Rissbild durch einen festgelegten Bewehrungsquerschnitt erreicht werden, der nur von der Betonfestigkeitsklasse abhängt:

min $a_{s,unten} = \emptyset 25/20$ mit 24,54 cm²/m für C 20/25 und C 25/30

min $a_{s,unten} = \emptyset 28/20$ mit 30,79 cm²/m für C 30/37.

Die äquivalente Temperaturdifferenz ΔT_{M1} zur Dimensionierung der oberen Bewehrung wird aus der adiabatischen Temperaturerhöhung nach sieben Tagen $\Delta T_{adiab,7d}$ berechnet mit:

$$\Delta T_{M1} = k_0^M \cdot k_{FK}^M \cdot k_{JZ}^M \cdot \Delta T_{adiab,7d} \quad (4-3)$$

Die Faktoren werden wie folgt ermittelt.

k_0^M ist der Basisfaktor zur Ermittlung der äquivalenten Temperaturdifferenz. Es gilt:

$$k_0^M = 0,07 + h \cdot 0,1 \leq 0,37$$

mit der Querschnittsdicke h in m.

k_{FK}^M ist der Faktor zur Berücksichtigung der Betonfestigkeitsklasse. Es gilt:

$$\begin{aligned} k_{FK}^M &= 1,0 && \text{für C 20/25,} \\ k_{FK}^M &= 1,05 && \text{für C 25/30,} \\ k_{FK}^M &= 1,1 && \text{für C 30/37.} \end{aligned}$$

k_{JZ}^M ist der Faktor zur Berücksichtigung des Betonagezeitpunkts. Es gilt:

$$\begin{aligned} k_{JZ}^M &= 0,6 && \text{bei Betonage im Winter,} \\ k_{JZ}^M &= 1,0 && \text{für alle anderen Fälle.} \end{aligned}$$

Wird die Reduktion der adiabatischen Temperaturerhöhung k_{JZ}^M genutzt, ist darauf zu achten, dass das gesamte Bauwerk während winterlicher Temperaturen zu errichten ist.

Analog zum zentrischen Zwang gilt für die Anzahl der erforderlichen Sekundärrisse:

$$n \geq 0,044 \cdot \Delta T_M \cdot l_{cr,Pl} - 1,1 \quad (4-4)$$

Zur Verwendung der ermittelten, reellen Zahl n gelten die Ausführungen in Abschnitt 4.2.1. Wenn n bekannt ist, kann die erforderliche Bewehrung nach Gleichung (3-12) berechnet werden.

4.3.2 Beispiele

Beispiel 1:

Eine 3 m dicke Wehrsohle im Binnenbereich wird in C 20/25 ausgeführt. Die maximale, adiabatische Temperaturerhöhung wurde im Kalorimeterversuch mit $\Delta T_{\text{adiab},7d} = 28 \text{ K}$ ermittelt. Die Sohlplatte soll im Winter betoniert werden. Die untere Bewehrung wird gemäß den Angaben in Abschnitt 4.3.1 mit $a_{s,\text{unten}} = \varnothing 25/20$ mit $24,54 \text{ cm}^2/\text{m}$ gewählt. Für die obere Bewehrung wird der Querschnitt wie folgt ermittelt.

Die äquivalente Temperaturdifferenz beträgt nach Gleichung (4-3):

$$\Delta T_{M1} = 0,37 \cdot 1,0 \cdot 0,6 \cdot 28 = 6,2 \text{ K}$$

Der Rissabstand beträgt nach Gleichung (3-6):

$$l_{cr,Pl} = \sqrt{\frac{2,2 \cdot 3}{3 \cdot 25 \cdot 10^{-3}}} = 9,4 \text{ m}$$

Zur Verformungskompatibilität ergibt sich gemäß Gleichung (4-4):

$$n \geq 0,044 \cdot 6,2 \cdot 9,4 - 1,1 = 1,5$$

Mit:

d_s	=	25 mm
d_1	=	7,25 cm
b	=	100 cm
f_{ctm}	=	2,2 N/mm ²
w^P	=	0,25 mm
E_s	=	200.000 N/mm ²

ergibt sich mit Gleichung (3-12) ein erforderlicher Bewehrungsgehalt von:

$$a_{s,erf} = \sqrt{\frac{25 \cdot 7,25^2 \cdot 100^2 \cdot 2,2}{0,25 \cdot 200.000}} \cdot (0,69 + 0,34 \cdot 1,5) = 26,3 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Die Bemessung nach DIN EN 1992-1-1 (2011) ergibt einen erforderlichen Bewehrungsquerschnitt von $49,6 \text{ cm}^2/\text{m}$ oben und unten. Maßgebend ist die für dickere Bauteile zugelassene Rissbreitenbegrenzung in der Wirkungszone der Bewehrung unter Ansatz von $f_{ct,eff} = 3,0 \text{ N/mm}^2$.

Beispiel 2:

Eine 5 m dicke Sohlplatte wird in zwei horizontalen Betonierabschnitten à 2,5 m in der Festigkeitsklasse C 25/30 betoniert. Für die maximale, adiabatische Temperaturerhöhung wird der zulässige Grenzwert aus ZTV-W 215 mit $\Delta T_{\text{adiab},7d} = 36 \text{ K}$ angesetzt. Eine obere Bewehrung des unteren Betonierabschnittes und eine untere Bewehrung des oberen Betonierabschnittes sind nicht vorgesehen.

Die untere Bewehrung wird gemäß den Angaben in Abschnitt 4.3.1 mit $a_{s,unten} = \emptyset 25/20$ mit $24,54 \text{ cm}^2/\text{m}$ ausgeführt. Für die obere Bewehrung des oberen Betonierabschnitts wird der Querschnitt wie folgt ermittelt.

Die äquivalente Temperaturdifferenz beträgt nach Gleichung (4-3):

$$\Delta T_{M1} = 0,32 \cdot 1,05 \cdot 1,0 \cdot 36 = 12,1 \text{ K}$$

Der Rissabstand beträgt nach Gleichung (3-6):

$$l_{cr,Pl} = \sqrt{\frac{2,6 \cdot 2,5}{3 \cdot 25 \cdot 10^{-3}}} = 9,3 \text{ m}$$

Zur Verformungskompatibilität ergibt sich gemäß Gleichung (4-2):

$$n \geq 0,044 \cdot 12,1 \cdot 9,3 - 1,1 = 3,9$$

Mit:

d_s	=	28 mm
d_1	=	7,4 cm
b	=	100 cm
f_{ctm}	=	2,6 N/mm ²
w^P	=	0,25 mm
E_s	=	200.000 N/mm ²

ergibt sich mit Gleichung (3-12) ein erforderlicher Bewehrungsgehalt von:

$$a_{s,erf} = \sqrt{\frac{28 \cdot 7,4^2 \cdot 100^2 \cdot 2,6}{0,25 \cdot 200.000}} \cdot (0,69 + 0,34 \cdot 3,9) = 40,1 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Die Bemessung nach DIN EN 1992-1-1/NA (2011) ergibt einen erforderlichen Bewehrungsquerschnitt von $75 \text{ cm}^2/\text{m}$ oben und unten. Maßgebend ist die Bemessung zur Vermeidung von Fließen unter Ansatz von $f_{ct,eff} = 3,0 \text{ N/mm}^2$.

5 Qualitative Maßnahmen

Neben der quantitativen Berechnung der erforderlichen Bewehrungsmenge zur Dimensionierung der rissbreitenbegrenzenden Bewehrung haben sich bei der Bearbeitung der Thematik weitere konstruktive und betontechnologische Maßnahmen heraus kristallisiert, die den auftretenden Zwang reduzieren, ohne dass die Effekte rechnerisch berücksichtigt werden können. Die folgenden Punkte sind daher nicht als vertraglich bindende Regelungen zu verstehen, sondern sollen den planenden Ingenieur und die ausführende Baufirma für die Problematik des frühen Zwangs sensibilisieren und geeignete Maßnahmen empfehlen.

Im Allgemeinen sollte auf eine gleichmäßige Bauteilgeometrie geachtet werden. Große Vorsprünge im Bauabschnitt gilt es zu vermeiden. Zur Reduzierung von Arbeitsfugen sind große Betonierabschnitte immer günstiger als kleine Betonierabschnitte. Bei Wandbauteilen weisen hohe Betonierabschnitte zudem eine günstigere Zwangbeanspruchung auf.

Zemente mit geringer und langsamer Wärmeentwicklung (low heat) reduzieren die auftretenden Temperaturen und damit die Zwangbeanspruchung. Rezepturen mit geringer Hydratationsgeschwindigkeit vergrößern den Zeitraum der Erwärmung. Dies ermöglicht einen zusätzlichen Wärmeabfluss, die maximale Bauteiltemperatur wird verringert und somit die aufzunehmende Verformung kleiner. Der positive Effekt der viskoelastischen Eigenschaften ist größer.

Betone mit hohen Festigkeiten erhöhen die aus der behinderten Verformung resultierende Zwangbeanspruchung. Daher sind unter Berücksichtigung andere Festigkeitsanforderungen an den Beton geringe Festigkeiten anzustreben und Überfestigkeiten zu vermeiden.

Geringe Frischbetontemperaturen reduzieren die Zwangbeanspruchung signifikant. Zum einen läuft der Prozess langsamer ab, so dass eine günstige Erhöhung des Wärmeabflusses in der Erwärmungsphase stattfinden kann. Zum anderen wird in der Regel die Temperaturdifferenz zur Außentemperatur bzw. zu vorherigen Betonierabschnitten und damit die Zwangbeanspruchung reduziert.

Die klimatischen Randbedingungen des Winters sind für die Herstellung massiger Betonbauteile generell günstiger als im Sommer. Die Betonerhärtung findet auf einem niedrigeren Temperaturniveau statt und erfährt somit die Vorteile einer verlangsamten Hydratationsgeschwindigkeit und niedrigeren Frischbetontemperatur.

Der Betonierbeginn sollte so gewählt werden, dass der Einfluss der täglichen Schwankungen der klimatischen Randbedingungen auf die Maximaltemperatur im Bauteil möglichst gering bleibt. Zum Beispiel sollte der Betoneinbau eines Bodenplattenabschnitts mit einer Betonagedauer von 24 Stunden mittags beginnen, so dass der sich später am stärksten erwärmende Kernbereich in der kühleren Nacht eingebaut wird. Dadurch wird eine zusätzliche Erwärmung durch höhere Lufttemperatur und Sonnenstrahlung vermieden.

Eine Vor-Kopf-Betonage bei Bauwerken mit Längsausdehnung ist vorteilhaft. Schwindlücken sollten vermieden werden, da diese Bereiche bei der späteren Betonage beidseitig gehalten sind und daher stark gezwängt werden. Bei monolithischen Bauteilen sollten übereinander liegende Betonierabschnitte versetzt angeordnet werden, womit über die Bauteilhöhe durchlaufende vertikale Arbeitsfugen vermieden werden können.

Für die Zwangbeanspruchung ist ein möglichst frühzeitiges Abfließen der Hydratationsphase zu Zeiten mit geringen Betonfestigkeiten positiv, da die auftretenden Spannungen dann geringer sind. Das Aufbringen einer Wärmedämmung nach dem Ausschalen ist für die Zwangbeanspruchung daher ungünstig, muss aber im Zusammenhang mit anderen Zielen der Nachbehandlung, wie z. B. einer ausreichenden Qualität der Betondeckung, abgewogen werden. Ausnahmen bilden extreme klimatische Randbedingungen sowie die Gefahr stark unterschiedlichen Abkühlens gleichzeitig erhärtender Teilquerschnitte, so dass in diesen Fällen auch eine Wärmedämmung für die Zwangbeanspruchung positiv wirkt.

6 Literatur

BAW (2004): Rissbreitenbegrenzung für frühen Zwang in massiven Wasserbauwerken, September 2004 rev. Merkblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe.

BAW (2010): Rissmechanik in dicken Stahlbetonbauteilen bei abfließender Hydratationswärme. Mitteilungsblatt Nr. 92 der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe.

CEB-FIP (1990): CEB-Bulletin d'Information: CEB-FIP Model Code 1990, Design Code. Verlag Thomas Telford, London.

DAfStb (2010): Erläuterungen zu DIN 1045-1. DAfStb Heft 525, 2. überarbeitete Auflage, Beuth Verlag GmbH, Berlin.

ZTV-W 215: Zusätzliche Technische Vertragsbestimmungen – Wasserbau (ZTV-W) für Wasserbauwerke aus Beton und Stahlbeton (Leistungsbereich 215).

DIN EN 1992-1-1 (2011): Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Beuth Verlag GmbH, Berlin.

DIN EN 1992-1-1/NA (2011): Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Beuth Verlag GmbH, Berlin.

Rostásy, F.S., Krauß, M. (2001): Frühe Risse in massigen Betonbauteilen – Ingenieurmodelle für die Planung von Gegenmaßnahmen. DAfStb Heft 512, Beuth Verlag GmbH, Berlin.

Schikora, K., Eierle, B. (2000): Zwang und Rissbildung infolge Hydratationswärme – Grundlagen, Berechnungsmodelle und Tragverhalten. DAfStb Heft 512, Beuth Verlag GmbH, Berlin.

Tue, N.V., Schlicke, D. (2009): Untersuchungen zum Rissabstand bei massiven Wand-Fundament-Systemen infolge der Beanspruchung aus der Hydratationswärme. Bericht der König und Heunisch Planungsgesellschaft mbH im Auftrag der Bundesanstalt für Wasserbau Karlsruhe, Leipzig, unveröffentlicht.