

# Mindestbewehrung und konstruktive Ausbildung von WU-Bauwerken

Dirk Schlicke, Nguyen Viet Tue

*Institut für Betonbau, Technische Universität Graz, Österreich*

Katrin Turner

*Bundesanstalt für Wasserbau, Referat Massivbau, Karlsruhe, Deutschland*

## KURZFASSUNG:

Dieser Beitrag beschäftigt sich mit der effizienten Festlegung der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite bei wasserundurchlässigen Betonbauwerken. Im Gegensatz zu den derzeitigen Bemessungsregeln nationaler und internationaler Bemessungsvorschriften, die hierzu auf einen empirischen Ansatz auf Grundlage einer Aufnahme der Risskraft zurückgreifen, wird ein verformungsbasierter Ansatz unter Berücksichtigung der Verformungskompatibilität vorgestellt. Darüber hinaus werden innovative Lösungen zur fugenlosen Ausbildung von WU-Bauwerken diskutiert.

## 1 Einleitung

Generell können die Dichtigkeitseigenschaften von WU-Bauwerken durch Vermeidung von wasserführenden Rissen oder geeigneter Begrenzung ihrer Breite mit Bewehrung sichergestellt werden. Die kritische Beanspruchung für das Entstehen dieser Risse stellen i.d.R. Zwangbeanspruchungen infolge Betonerhärtung und weiterer Verformungseinwirkungen in der Nutzungsphase dar, während Lastbeanspruchungen in den betroffenen Richtungen von untergeordneter Bedeutung sind.

Zur Beherrschung der Zwangbeanspruchung werden in der Praxis meist eine Mindestbewehrung zur Aufnahme des zentrischen Zwangs im frühen Be-

tonalter ( $f_{ct,eff}=0,5 \cdot f_{ctm}$ ) sowie Dehnfugen innerhalb des Bauwerks angeordnet. Insgesamt stellt diese Vorgehensweise aber keine zufriedenstellende Lösung dar: in vielen Fällen führt dies zu hohen Bewehrungsgehalten, deren Notwendigkeit von der Praxis nicht bestätigt wird; in Ausnahmefällen kann die Zwangbeanspruchung aber auch unterschätzt werden, vgl. [1]. Hinzu kommt die zeitlich begrenzte Funktionstüchtigkeit der Dehnfugen, insbesondere wenn in der Nutzung auch Bewegungen quer zur Fuge auftreten. Schäden, vor allem in Form von wasserführenden Rissen oder undichten Dehnfugen sind in WU-Bauwerken deshalb keine Seltenheit, wie bspw. in [2] berichtet.



a) massive Mindestbewehrung



b) wasserführender Trennriss



c) undichte Dehnfuge



d) fugenlose Schleuse

**Abbildung 1 Motivation: effiziente Festlegung der Mindestbewehrung und Vermeidung von Dehnfugen**

Eine vielversprechende Lösung bietet die verformungsbasierte Bemessung von WU-Bauwerken, wie bspw. in [3], [4] und [5] vorgestellt. Aufgrund der mechanisch konsistenten Vorgehensweise ermöglicht diese Methode aber nicht nur die effiziente Festlegung der Mindestbewehrung bei der konventionellen Bauweise mit Dehnfugen, sondern ebnet auch den Weg für die fugenlose Errichtung von WU-Bauwerken.

Im vorliegenden Beitrag wird dieses Bemessungsmodell in seinen Grundzügen erläutert sowie dessen Anwendung für konventionelle und fugenlose WU-Bauwerke vorgestellt.

## 2 Verformungsbasierte Festlegung der Mindestbewehrung

### 2.1 Allgemeines

Abbildung 2 zeigt einen generellen Vorschlag für die Vorgehensweise bei der Festlegung der Mindestbewehrung auf Grundlage des Nachweises der Verformungskompatibilität. Zunächst wird hierbei die Zwangbeanspruchung unter Berücksichtigung

der relevanten Materialeigenschaften, der Herstellbedingungen sowie der Behinderungssituation quantifiziert. Durch einen Vergleich dieser Zwangbeanspruchung mit der vorhandenen Zugfestigkeit wird die Gefahr der Rissbildung beurteilt, wobei zwischen Mikrorissen infolge von Spannungsspitzen im Querschnitt und Makrorissen infolge des Erreichens der Risschnittgröße im Gesamtquerschnitt unterschieden wird.

Ist Rissbildung generell nicht zulässig, so ist der Nachweis über eine Optimierung hinsichtlich Bementechnologie, Herstellbedingungen und/oder Fugenanordnung zu erbringen. Kann Rissbildung toleriert werden, so wird zunächst die Intensität der Rissbildung unter Berücksichtigung des tatsächlichen Bauteilverhaltens bestimmt. Erst wenn sich dabei Rissbreiten über das tolerierbare Maß hinaus zeigen, wird die aktive Begrenzung der Rissbreite mit Mindestbewehrung vorgesehen. Aufgrund der üblichen Massigkeit von WU-Bauwerken erfolgt diese Bemessung dann mit Rücksicht auf die Besonderheiten der Rissmechanik von dicken Querschnitten mit randnaher Bewehrung.

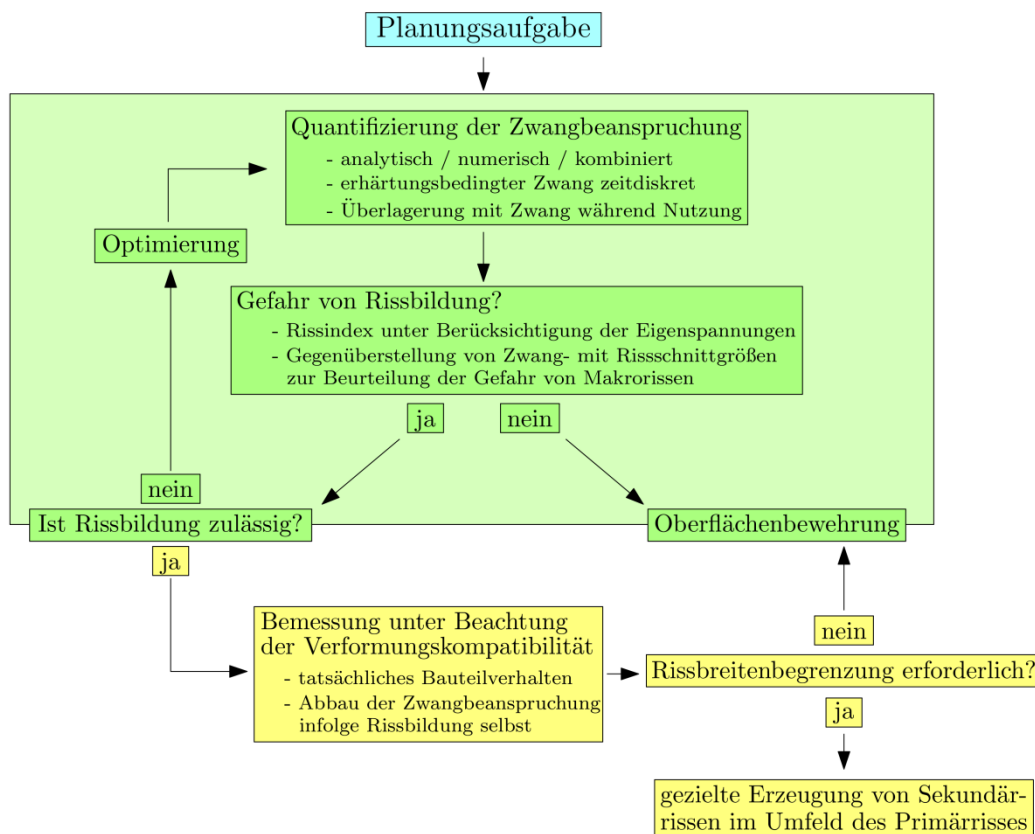


Abbildung 2 Vorschlag zur Festlegung der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite unter Berücksichtigung des tatsächlichen Bauteilverhaltens

## 2.2 Bestimmung der Zwangbeanspruchung

Die zutreffende Ermittlung der Zwangbeanspruchung ist nicht trivial. Vor allem im Erhärungszeitraum sind instationäre, multiphysikalische und zeitdiskrete Berechnungsmethoden gefordert, um die Temperaturfeldänderungen und einhergehende Spannungsentwicklung realistisch zu erfassen. Hierzu werden meist numerische Volumenmodelle erstellt, mit denen zeitschrittbasierte Simulationen durchgeführt werden. In der Literatur sind hierzu umfangreiche Informationen gegeben, wie bspw. in [6], [8] oder [9]. Praxistaugliche und dennoch sehr leistungsfähige Ansätze können aber auch durch analytische Ingenieurmodelle, die auf Datenbanken zum Materialverhalten zurückgreifen, geschaffen werden, vgl. bspw. [6] oder [10].

## 2.3 Beurteilung der Rissgefahr

Üblicherweise wird die Gefahr der Rissbildung mit dem so genannten Rissindex beurteilt. Je nach Kriterium handelt es sich dabei im Wesentlichen um einen Vergleich der Spannungs- oder Dehnungsentwicklung mit der Entwicklung der Zugfestigkeit oder der Zugbruchdehnung. Dieser Vergleich erfolgt i.d.R. auf Basis von absoluten Zustandsgrößen für ausgewählte Materialpunkte im Querschnitt. Mit zunehmender Bauteildicke werden die Dehnungs- und Spannungsfelder eines Querschnitts aber von sehr ausgeprägten Eigenspannungen überlagert. In [6] und [11] wird deshalb für solche Dehnungs- und Spannungsfelder vorgeschlagen, eine differenzierte Beurteilung der Rissgefahr vorzunehmen. Im Detail werden zunächst die Dehnungs- und Spannungsmaxima inklusive Einfluss von Eigenspannungen mit 80 % der Untergrenze der Zugfestigkeit verglichen. Kommt es dabei punktuell zu Überschreitungen, wird auf der sicheren Seite unterstellt, dass sich die Eigenspannungen durch Mikrorisse oder lokal begrenzte Rissbildung vollständig abbauen. An-

schließend wird das Spannungs- oder Dehnungsfeld um die Eigenspannungen bereinigt, wie bspw. in [6] oder [12] gezeigt, und der nun maximal gezogene Querschnitt mit der mittleren Zugfestigkeit verglichen. Erst wenn auch dieses Kriterium verletzt wird, ist im Querschnitt genügend Energie gespeichert, um in weiterer Folge einen Makroriss zu erzeugen. Zwar ist diese Hypothese noch Gegenstand aktueller Forschung, doch wird sie bereits mit ersten Einzelergebnissen in [13] untermauert.

## 2.4 Begrenzung der Rissbreite durch den Nachweis der Verformungskompatibilität

Kann Makrorissbildung nicht ausgeschlossen werden, wird die behinderte Verformung, welche im ungerissenen Zustand noch gänzlich in Form von Zwangspannung vorliegt, als Rissbreite freigesetzt. Im ungerissenen Zustand hat die behinderte Verformung zunächst eine Größe von:

$$\varepsilon_{\text{rest}}^I = \frac{\sigma_{\text{rest}}}{E_c} = -(\alpha_T \cdot \Delta T + \varepsilon_{\text{cas}} + \varepsilon_{\text{cds}} + \varepsilon_{\text{cc}}) \cdot a \quad (1)$$

- $\sigma_{\text{rest}}$ ..... Zwangspannung
- $\alpha_T \cdot \Delta T$ ..... Temperaturverformung
- $\varepsilon_{\text{cas}} + \varepsilon_{\text{cds}}$ ..... Schwindverformung
- $\varepsilon_{\text{cc}}$ ..... viskoelastische Verformung
- $a$ ..... Behinderungsgrad
- $E_c$ ..... Elastizitätsmodul des Betons

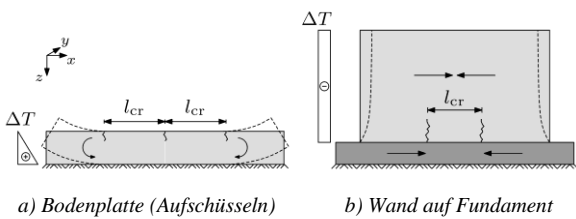
Diese behinderte Verformung wird durch die Rissbildung aber nur teilweise als Rissbreite freigesetzt, da auch Betonspannung zwischen den primären Rissen verbleibt. Das Verhältnis zwischen freiwerdender Verformung im Riss sowie verbleibender Betonspannung zwischen den primären Rissen kann mechanisch konsistent über die Verformungskompatibilität gemäß Gleichung (2) erfasst werden.

Hierbei ist zu beachten, dass sich der Behinderungsgrad im gerissenen Zustand ändert ( $a^{\text{II}}$ ) und

$$(\alpha_T \cdot \Delta T + \varepsilon_{\text{cas}} + \varepsilon_{\text{cds}} + \varepsilon_{\text{cc}}) \cdot a^{\text{II}} \cdot l_{\text{cr}} = - \left[ \frac{\sigma_{\text{rest}}^{\text{II}}}{E_c} \cdot (l_{\text{cr}} - s_r \cdot (1 - k_t)) + w \right] \quad (2)$$

- $a^{\text{II}}$ ..... Behinderungsgrad im gerissenen Zustand
- $\sigma_{\text{rest}}^{\text{II}}$ ..... Betonspannung zwischen den primären Rissen
- $s_r$ ..... Länge des Einleitungsbereichs der Bewehrung (i.d.R. 1,3 bis 2  $l_e$ )
- $k_t$ ..... Beiwert für die Völligkeit der Dehnungsverteilung im Einleitungsbereich analog EC2
- $w$ ..... vorhandene Rissbreite

sich das neue Gleichgewicht signifikant von dem Abstand der primären Risse ( $l_{cr}$ ) einstellt. Im Gegensatz zu der üblichen Vorstellung im Stahlbeton, dass dieser Abstand eine maximale Größe der zweifachen Einleitungslänge der Bewehrung annehmen kann ( $s_{r,max} = 2 \cdot l_e$ ), wird der Abstand der primären Risse infolge Zwangbeanspruchung extern durch die Behinderungssituation geometrisch vorgegeben und übersteigt  $s_{r,max}$  um ein Vielfaches, wie schematisch in Abbildung 3 gezeigt.



**Abbildung 3** geometrisch vorgegebene Primärrisse infolge Zwangbeanspruchung

Durch Gleichsetzen der Rissbreite mit dem Rissbreitenkriterium in Gleichung (2) ließe sich die erforderliche Mindestbewehrung bereits ermitteln, so wie in [14] gezeigt, doch wäre die Umsetzung im Praxisalltag mit verschiedenen Hürden verbunden. Die größten Herausforderungen sind hierbei:

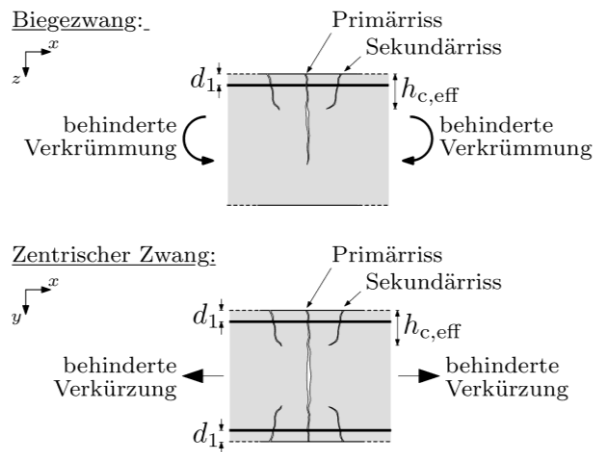
- Bestimmung des Behinderungsgrads nach der Rissbildung, insbesondere wenn die Bewehrung einen nennenswerten Einfluss hat,
- Bestimmung der verbleibenden Betonspannung im ungerissenen Bereich zwischen den primären Rissen, insbesondere wenn diese Spannung über die Querschnittshöhe als auch über die Bauteillänge variiert (bspw. Wände auf Fundamenten) und
- Berücksichtigung der Rissbildung im Einleitungsbereich der Bewehrung links und rechts neben dem Primärriss (Sekundärrissbildung).

Eine mögliche Vereinfachung ist die Annahme, dass das Rissystem, bestehend aus primärem Riss und sekundären Rissen links und rechts davon, die gesamte Behinderung des ungerissenen Zustands aufnehmen muss. In praktischen Fällen liegt diese Annahme auf der sicheren Seite. Zwar nimmt der Behinderungsgrad infolge der Rissbildung zu und die aufzunehmende Verformung wird vergrößert, gleichzeitig wird aber auch der günstigere Einfluss

aus der verbleibenden Betonspannung im ungerissenen Bereich zwischen den primären Rissen vernachlässigt. Mit Blick auf die Erleichterungen im Berechnungsablauf scheint diese Vereinfachung aus heutiger Sicht angemessen. Die Bedingung lautet letztendlich:

$$w^P + \sum_{i=1}^n w_i^S = \frac{\sigma_{rest}}{E_c} \cdot l_{cr} \quad (3)$$

Der Grundgedanke von Gleichung (3) ist die Erzeugung von so vielen Sekundärrissen im Umfeld eines Primärrisses, bis die Verformungseinwirkung aufgenommen ist. Die Modellvorstellung zu dem hierbei entstehenden Rissystem veranschaulicht Abbildung 4.



**Abbildung 4** Rissysteme je nach Zwangbeanspruchung, bestehend aus geometrisch vorgegebenem Primärriss und Sekundärrissen infolge der Bewehrung

Die erforderliche Anzahl von Sekundärrisspaaren für die Einhaltung der zulässigen Rissbreite im Primärriss kann gemäß der Modellvorstellung zur Dehnungsverteilung entlang der Sekundärrisse in [15] bestimmt werden zu:

$$n = \left( \frac{\sigma_{rest}}{E_c} \cdot l_{cr} \cdot \frac{1}{w_k} - 1 \right) \cdot 1,1 \quad (4)$$

Wie auch aktuelle Versuche an [16] bestätigen, verbleibt stets ein Teil der Stahlspannung zwischen den Sekundärrissen. Dadurch nimmt die Rissbreite von neuen Sekundärrisspaaren stets ab, was in Gleichung (4) mit dem Faktor 1,1 auf der sicheren

Seite für bis zu 6 Sekundärrisspaaren berücksichtigt wird.

Die erforderliche Mindestbewehrung kann letztendlich aus der erforderlichen Anzahl von Sekundärrisspaaren abgeleitet werden, wobei  $n$  als aufgerundete Ganzzahl berücksichtigt werden sollte. Für  $n \leq 0$  sind entweder keine Risse zu erwarten oder die Verformungskompatibilität wird bereits durch die Rissbreite im primären Riss erfüllt. In solchen Fällen kann eine konstruktive Oberflächenbewehrung als ausreichend erachtet werden. Alle anderen Fälle bedürfen der aktiven Rissbreitenbegrenzung mit Bewehrung. Die erforderliche Mindestbewehrung kann letztendlich bestimmt werden zu:

$n \leq 0$ :

$$A_{s,req} = \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot A_{c,eff} \quad (5)$$

$f_{ctm}$ ..... mittlere Zugfestigkeit

$f_{yk}$ ..... Schwindverformung

$A_{c,eff}$ ..... effektive Betonzone (i.d.R.  $2,5 \cdot d_1 \cdot b$ )

$n > 0$ :

$$A_{s,req} = \sqrt{\frac{d_s \cdot b^2 \cdot d_1^2 \cdot f_{ct,eff} \cdot (0,69 + 0,34 \cdot n)}{w_k \cdot E_s}} \quad (6)$$

$d_s$ ..... Bewehrungsdurchmesser

$b$ ..... Breite des Querschnitts

$d_1$ ..... Randabstand zum Schwerpunkt der Bewehrung

$f_{ct,eff}$ ..... maßgebende Zugfestigkeit

$w_k$ ..... Rissbreitenkriterium

$E_s$ ..... E-Modul der Bewehrung

### 3 Anwendung für konventionelle WU-Bauwerke

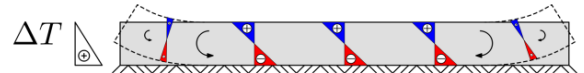
#### 3.1 Allgemeines

Nachfolgende Betrachtungen beziehen sich auf WU-Bauwerke mit Dehnfugen. Hinsichtlich deren Anordnung wird unterstellt, dass die Zwangbeanspruchungen im Nutzungszeitraum hierdurch als vernachlässigbar klein betrachtet werden können. Im Folgenden sind deshalb nur erhärtungsbedingte Zwangbeanspruchungen von Bedeutung.

#### 3.2 Bodenplatten

Gemäß umfangreicher Untersuchungen in [6] wird die bemessungsrelevante Zwangbeanspruchung infolge Betonhärtung bei dickeren Bodenplatten maßgeblich von der Temperaturgeschichte an der Plattenunterseite geprägt. Die Speicherung der abfließenden Hydratationswärme im Baugrund führt hier zu einer signifikanten Temperaturerhöhung an der Unterseite, während die Temperatur an der Oberseite hauptsächlich den klimatischen Randbedingungen folgt. Durch die einhergehende Temperaturgradienten entstehen Verkrümmungen, die durch die Aktivierung des Eigengewichts behindert werden und Biegezwangbeanspruchungen aufbauen, so wie in Abbildung 5 dargestellt.

Aufschüsseln bei  $T_{max}$  an der Unterseite



Verwölben bei Temperatúrausgleich

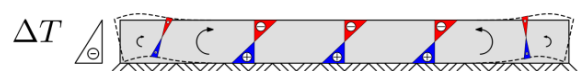
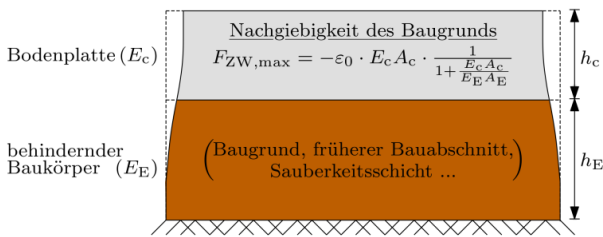


Abbildung 5 Biegezwang bei Bodenplatten

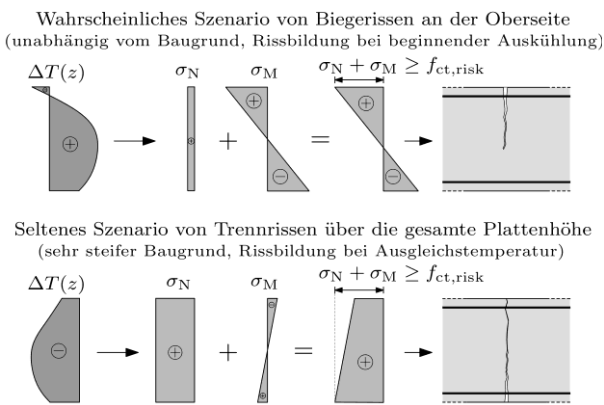
Gleichzeitig führt die Temperaturgeschichte auch zu einem Längsausdehnungsbestreben, das bei äußerer Behinderung eine Zwangnormalkraft hervorruft. Die horizontale Behinderung ist aber bei gewöhnlichen Baugrundverhältnissen und üblichen Bauabschnittabmessungen relativ klein, sodass diese Zwangnormalkraft eine untergeordnete Rolle spielt. Selbst bei der Grenzwertbetrachtung von schubstarrem Verbund zwischen Bodenplatte und Baugrund führt die begrenzte Horizontalsteifigkeit des Baugrunds zu einer signifikanten Nachgiebigkeit, die nur eine sehr geringe Zwangnormalkraft entstehen lässt, wie in Abbildung 6 gezeigt.

Erst im Falle von großflächigen Plattenabmessungen mit entsprechend großer Baugrundaktivierung oder einer horizontalen Einspannung der Bodenplatte in den Baugrubenverbau nimmt die Bedeutung der Zwangnormalkraft zu.



**Abbildung 6** Modellvorstellung zum Entstehen von zentrischem Zwang infolge der horizontalen Behinderung durch den Baugrund

Für Bodenplatten lassen sich die zwei bemessungsrelevanten Szenarien in Abbildung 7 ableiten. Das erste Szenario, dass Biegerisse an der Oberseite entstehen, ist deutlich wahrscheinlicher, da sie kaum von der äußeren Behinderung beeinflusst werden. Das zweite Szenario - die Gefahr von Trennrissen - ist jedoch als seltenes Szenario einzuschätzen, da die hierfür erforderliche horizontale Behinderung in der Lagerfuge übliche Baugrundverhältnisse weit übersteigt.



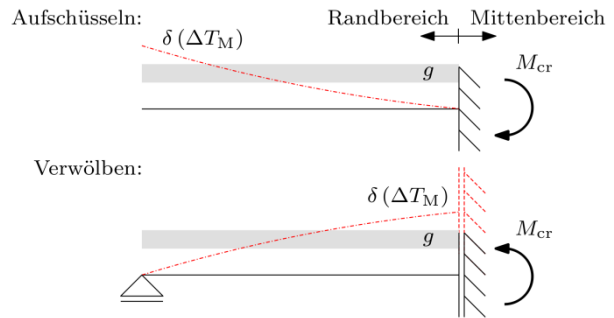
**Abbildung 7** Mögliche Rissbildung in Bodenplatten

Der Abstand der primären Risse kann in beiden Szenarien aufgrund der stets vorhandenen Biegebeanspruchung ingenieurmäßig aus dem Erreichen des Rissmoments infolge Aktivierung des Eigengewichts abgeleitet werden. Hierfür gilt:

$$l_{cr} = \sqrt{\frac{1}{3} \cdot \frac{f_{ct,design} \cdot h}{\gamma_c}} \quad (7)$$

- $f_{ct,design}$ .....Bemessungszugfestigkeit
- $h$ .....Plattendicke
- $\gamma_c$ .....Wichte des Betons

Gleichung (5) gilt sowohl für Aufschlüsseln als auch Verwölben. Die dahinterliegenden Überlegungen veranschaulicht Abbildung 8, wobei der Fall des Aufschlüsseln mit dem Verhalten eines Kragträgers abgebildet wird; im Falle des Verwölbens ist ein einseitig eingespannter und auf der eingespannten Seite vertikal verschieblich gelagerter Einfeldträger zutreffend



**Abbildung 8** Systeme zur Erfassung des Verformungsverlaufs im Bodenplattenrandbereich

Aufgrund der Annahme einer unendlich drucksteifen Bettung stellt der Rissabstand nach Gleichung (5) nur eine Abschätzung dar. Mit einer weiteren FEM-basierten Parameterstudie in [6] konnte gezeigt werden, dass der Rissabstand bei zunehmend weicherem Baugrund etwas ansteigt. Für die Festlegung der Mindestbewehrung kann Gleichung (5) dennoch verwendet werden, da bei der Bemessung auch eine konstante Biegebeanspruchung zwischen den Primärrissen unterstellt wird. Letztendlich wird davon ausgegangen, dass die hieraus resultierende und bei der Bemessung aufzunehmende Verformung auf der sicheren Seite liegt, da die tatsächliche Bettung den Rissabstand und die Spannungsverteilung zwischen den Rissen gegenläufig beeinflusst.

### 3.3 Wände auf Fundamenten

Gemäß umfangreicher Untersuchungen in [6] wird die bemessungsrelevante Zwangbeanspruchung infolge Betonerhärtung bei Wänden maßgeblich durch eine konstant im Querschnitt hervorgerufene Verformungseinwirkung bestimmt. Durch die exzentrische Behinderung am Wandfuß ist die resultierende Zwangbeanspruchung je nach  $L/H$ -Verhältnis und aktiviertem Eigengewicht linear bis konstant über die Höhe des Wandquerschnitts verteilt, wie in Abbildung 9 schematisch gezeigt.



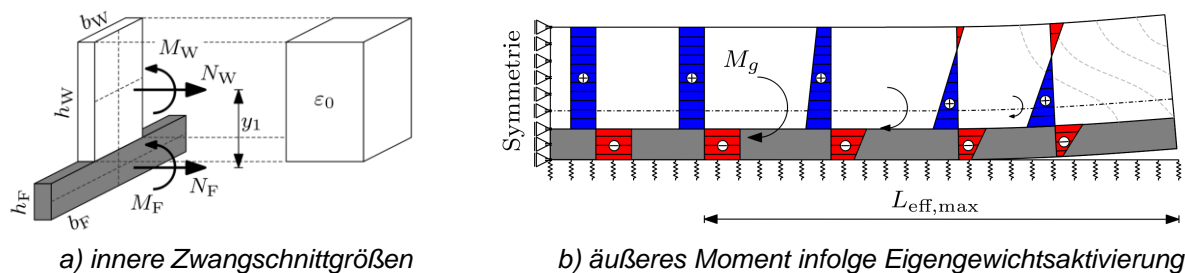


Abbildung 9 Gleichgewicht und Zwangsschnittgrößen in Wänden auf Fundamenten

Für die inneren Zwangsschnittgrößen in einer Wand mit einer konstant im Querschnitt verteilten Verformungseinwirkung gilt:

$$N_W = -\varepsilon_0 \cdot \left( \frac{1}{EA_F} + \frac{1}{EA_W} + \frac{y_1}{EI_F + EI_W} \right)^{-1} \quad (8)$$

$$M_W = N_W \cdot y_1 \cdot \frac{1}{1 + \frac{EI_F}{EI_W}} \quad (9)$$

- $EA_F$  ..... Dehnsteifigkeit des Fundaments
- $EA_W$  ..... Dehnsteifigkeit der Wand
- $y_1$  ..... innerer Hebelarm
- $EI_F$  ..... Biegesteifigkeit des Fundaments
- $EI_W$  ..... Biegesteifigkeit der Wand

Die exzentrische Behinderung am Wandfuß führt aber stets auch zu einer Verdrehung des Gesamtquerschnitts. Bei einer Verkürzung der Wand ist das System deshalb bestrebt, sich mit zunehmender Länge aus der Lagerfuge herauszuheben. Die einhergehende Aktivierung des Eigengewichts erzeugt ein äußeres Moment auf den Gesamtquerschnitt, das mit zunehmendem Randabstand solange anwächst, bis die Rückverformung aus der Aktivierung des Eigengewichts ein gleichmäßiges Aufliegen in der Lagerfuge erzwingen hat. Ab diesem Punkt ( $x = L_{eff,max}$ ) bleibt das äußere Moment konstant und hat genau die Größe, die zu einer konstanten Spannungsverteilung in den Teilquerschnitten führt, wie Abbildung 9b) entnommen werden kann. Die Größe dieses Moments beträgt:

$$M_g = \frac{\gamma_c \cdot A_{ges} \cdot L_{eff,max}^2}{2} \quad (10)$$

Die Ermittlung des Beginns eines gleichmäßigen Aufliegens ist jedoch nicht trivial, da die Lage dieses Punkts durch die elastische Bettung in der Lagerfuge beeinflusst wird. Für die weiteren Betrachtungen ist es aber ausreichend genau, diesen

Punkt vereinfachend dort anzunehmen, wo die Querschnittsverkrümmungen infolge Verformungskompatibilität des Gesamtquerschnitts und äußeren Moments infolge Aktivierung des Eigengewichts einander entsprechen. Für diesen Punkt gilt:

$$L_{eff,max} = \sqrt{\frac{2 \cdot M_W}{\gamma_c \cdot A_{ges}} \cdot \frac{I_i}{I_W}} \leq \frac{L}{2} \quad (11)$$

- $\gamma_c$  ..... Wichte des Betons
- $A_{ges}$  ..... Fläche des Gesamtquerschnitts
- $I_i$  ..... ideales Gesamtträgheitsmoment
- $I_W$  ..... Trägheitsmoment der Wand
- $L$  ..... tatsächliche Länge der Wand

Wie man Gleichung (11) entnehmen kann, ist dieser Randabstand aber auf die vorhandene Bauteillänge zu begrenzen, da dann die maximal mögliche Eigengewichtsaktivierung erreicht ist. An dieser Stelle ist außerdem zu beachten, dass diese Gleichungen bei kurzen aber hohen Wänden ( $L/H < 2$ ) konservative Ergebnisse liefern, da zwangreduzierende Effekte aus teilweiser Verformungsfreiheit des Wandkopfs unberücksichtigt bleiben.

Mit den einzelnen Schnittgrößen gemäß Gleichungen (9), (11) und (10) kann die maßgebende Spannungsverteilung über die absolute Spannung an Wandfuß und -krone bestimmt werden zu:

$$\sigma_{W,u/o} = \frac{N_W}{A_W} + \frac{M_W}{I_W} \cdot z_{W,u/o} + \frac{M_g}{I_i} \cdot z_{i,u/o} \quad (12)$$

- $z_{W,u/o}$  ..... Abstand vom Wandschwerpunkt zum unteren / oberen Querschnittsrand der Wand
- $z_{i,u/o}$  ..... Abstand vom Gesamtschwerpunkt zum unteren / oberen Rand des Gesamtquerschnitts

Die gegebenen Gleichungen können auf der sicheren Seite liegend für eine außermittige Lage der Wand auf einem gleich breiten Fundament herangezogen werden. Für die Berücksichtigung weiterer Einflussgrößen wie bspw. Temperaturgradienten über die Wandbreite infolge unterschiedlicher thermischer Randbedingungen an den Wandseitenflächen sei auf [6] verwiesen.

Kann Rissbildung nicht ausgeschlossen werden, sind stets Trennrisse, die vom Wandfuß ausgehen und vertikal zur Wandkrone laufen, maßgebend für die Bemessung. Theoretisch starten diese Risse direkt am Wandfuß, wenngleich deren Sichtbarkeit erst ab einer gewissen Höhe einstellt, ab der die rissbreitenbegrenzende Wirkung des Fundaments nachlässt.

Mit umfangreichen Untersuchungen in [6] konnte gezeigt werden, dass der Abstand zwischen den primären Rissen von deren Höhe bei Erstrissbildung abhängt, so wie in Abbildung 10 dargestellt.

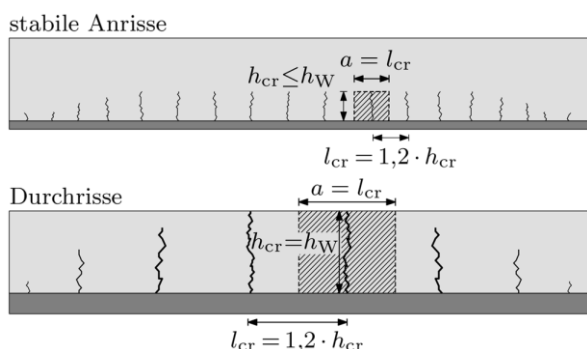


Abbildung 10 Geometrisch vorgegebener Abstand der primären Risse bei Erstrissbildung in Wänden

Für die Ermittlung der Risshöhe wurde in [6] ebenfalls ein analytisches Modell vorgeschlagen, dass auf einem Vergleich vorhandenen Zugfestigkeit mit der Spannungsverteilung bzw. der Umlagerung mit zunehmender Rissbildung basiert.

#### 4 Fugenlose WU-Bauwerke

Prinzipiell hat die fugenreduzierte Bauweise in den 90er Jahren des letzten Jahrhunderts eine Renaissance erfahren, da man auf Grund weitere Erkenntnisse über das Materialverhalten von Beton und moderner, Computer gestützter Rechenverfahren in der Lage ist, die Beanspruchung dieser Konstruktionen besser zu erfassen. Auch aus techni-

scher Sicht sind monolithische Konstruktionen heute sowohl von der statisch-konstruktiven Planung als auch von der Baustofftechnologie her beherrschbar.

Von entscheidender Bedeutung bei der Bemessung ist die Überlagerung von erhärtungsbedingter Zwangbeanspruchung und weiteren Zwangbeanspruchungen im Nutzungszeitraum unter Berücksichtigung der Rissbreitenentwicklung. Die jüngsten Untersuchungen an bewehrten Zwangrahmen zeigten diesbezüglich, dass die derzeit übliche Trennung von frühem und spätem Zwang in der Bemessung nicht immer zu Ergebnissen auf der sicheren Seite führt. Insbesondere konnte der bisher als wesentlich erachtete Abbau der Zwangbeanspruchung infolge Spannungsrelaxation in diesen Versuchen nicht beobachtet werden. Abbildung 11 veranschaulicht diesen Zusammenhang, weiterführende Informationen sind in [17], [18] und [19] gegeben.

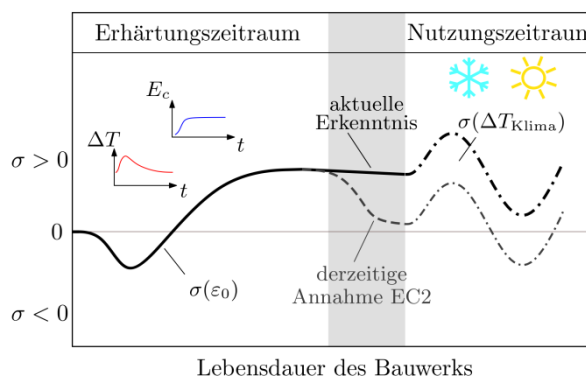


Abbildung 11 Superposition der erhärtungsbedingten Spannungsgeschichte mit Zwangbeanspruchungen im Nutzungszeitraum

Die Bemessung von fugenlosen Konstruktionen kann im Wesentlichen auf Grundlage von Gleichung (6) erfolgen. Mit Rücksicht auf die bisherigen Erkenntnisse wird hierfür eine 100%-ige Überlagerung der erhärtungsbedingten Zwangbeanspruchung mit der Zwangbeanspruchung im Nutzungszeitraum empfohlen. In beiden Zeiträumen liegen allerdings deutlich unterschiedliche Verformungseinwirkungen und Behinderungssituationen vor, die im Berechnungsverfahren unbedingt abzubilden sind. Darüber hinaus kann eine wirtschaftliche Bemessung die realistische Quantifizierung des Abbaus der Zwangbeanspruchung infolge Rissbildung selbst erfordern.



Für eine realistische Erfassung der Verformungseinwirkungen im Nutzungszeitraum wurden bereits umfangreiche Studien unter Berücksichtigung realistischer Klimaszenarien, des Einflusses der Bauteilmassigkeit sowie den thermischen Randbedingungen im Nutzungszeitraum (freie Oberflächen mit Luft, Sonneneinstrahlung und Abstrahlung, anstehendes Erdreich, Betriebswasserstände, etc.) durchgeführt. Erste Ergebnisse aus diesen Studien werden in [20] präsentiert.

Hinsichtlich des geometrisch vorgegebenen Abstands der primären Risse muss allerdings die Frage nach dem Auftrittszeitpunkt gestellt werden. Dieser Abstand ist im Erhärungszeitraum i.d.R. deutlich kleiner als wenn die Rissbildung erstmalig im Nutzungszeitraum auftritt. Die aufzunehmende Verformung im Riss wird hiervon entscheidend geprägt, was in weiterer Folge auch das Ergebnis der Bemessung deutlich beeinflusst.

Abschließend sollte noch darauf hingewiesen werden, dass zudem ein Sicherheitsabstand in der Rissbreite vorzuhalten ist, da andauernde Schwindeinwirkungen in der Randzone und Verbundkriechen im Einleitungsbereich der Bewehrung zu einer weiteren Zunahme der Rissbreite führen.

Insgesamt kann festgestellt werden, dass mit der verformungsbasierten Nachweismethode bereits ein geeignetes Werkzeug für die mechanisch konsistente Ausführungsplanung von fugenlosen WU-Bauwerken zur Verfügung steht. Die technische Machbarkeit wurde mir der Errichtung mehrerer vollmonolithischer Schleusen in der jüngsten Vergangenheit bereits bewiesen, wie bspw. [21].

Darüber hinaus werden mit dem verformungsbasierten Nachweisverfahren angemessene Bewehrungsgehalte erzielt, die im Vergleich zur konventionellen WU-Bauweise mit Dehnfugen keine signifikante Erhöhung der Baukosten erwarten lässt, s. u.a. [2]. Gleichzeitig wird die Robustheit des Bauwerks aber deutlich verbessert.

## 5 Zusammenfassung

Generell können die Dichtigkeitseigenschaften von WU-Bauwerken durch Vermeidung von wasserführenden Rissen oder geeigneter Begrenzung ihrer Breite mit Bewehrung sichergestellt werden.

Hierzu werden in der Praxis meist eine Mindestbewehrung zur Aufnahme des zentrischen Zwangs im frühen Betonalter ( $f_{ct,eff} = 0,5 \cdot f_{ctm}$ ) sowie Dehnfugen innerhalb des Bauwerks angeordnet. Aufgrund mechanischer Inkonsistenzen bei einer solchen Bemessung sowie einer zeitlich begrenzten Funktionstüchtigkeit der Dehnfugen stellt diese Vorgehensweise keine zufriedenstellende Lösung dar.

Im vorliegenden Beitrag wird eine Alternative auf Basis der verformungsbasierten Bemessung von WU-Bauwerken vorgestellt. Hierdurch lässt sich nicht nur die Empirie bei der Bestimmung der Mindestbewehrung deutlich abschwächen, gleichzeitig steht mit dieser Methode auch ein leistungsfähiges Werkzeug für eine effiziente Ausführung von WU-Konstruktionen zur Verfügung.

## 6 Literatur

- [1] Bödefeld, J.; Ehmann, R.; Schlicke, D.; Tue N.V. (2012): *Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite, Teil 1: Risskraftbasierter Nachweis nach DIN EN-1992*. Beton- und Stahlbetonbau, 107: 32–37. doi: 10.1002/best.201100064.
- [2] Bödefeld, J. (2004): Fugenreduzierte Bauweise – Erfahrungen bei Neubau und Unterhaltung, BAW-Brief Nr. 3, 578 - B.
- [3] Bödefeld, J.; Ehmann, R.; Schlicke, D.; Tue N.V. (2012): *Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite, Teil 2: Konzept auf Grundlage der Verformungskompatibilität*. Beton- und Stahlbetonbau, 107: 79–85. doi: 10.1002/best.201100065.
- [4] Schlicke, D.; Tue, N.V. (2016): *Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite unter Berücksichtigung des tatsächlichen Bauteilverhaltens, Teil 1: Verformungsbasiertes Bemessungsmodell und Anwendung für Bodenplatten*. Beton- und Stahlbetonbau, 111: 120–131. doi: 10.1002/best.201500019.
- [5] Schlicke, D.; Tue, N.V. (2016): *Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite unter Berücksichtigung des tatsächlichen Bauteilverhaltens, Teil 2: Anwendung für Wände auf Fundamenten und Abgrenzung zum Risskraftnachweis nach EC2*. Beton- und Stahlbe-

- tonbau, 111: S. 210–220. doi: 10.1002/best.201500072.
- [6] Schlicke, D. (2014): *Mindestbewehrung für zwangbeanspruchten Beton*. Technische Universität Graz, Dissertation, ISBN: 978-3-85125-473-0.
- [7] Tue, N. V.; Bödefeld, J.; Dietz, J. (2007): *Einfluss der Eigenspannung auf die Rissbildung bei dicken Bauteilen im jungen Betonalter*. Beton- und Stahlbetonbau, 102: 215-222. doi: 10.1002/best.200700541.
- [8] Knoppik-Wróbel, A. (2015): Analysis of early-age thermal–shrinkage stresses in reinforced concrete walls, PhD thesis, Silesian University of Technology, doi: 10.13140/RG.2.1.2970.8407
- [9] Schlicke, D.; Tue, N.V.; Klausen, A. B.; Kanstad, T.; Bjøntegaard, Ø. (2014): *Structural Analysis and Crack Assessment of Restrained Concrete Walls*. 1<sup>st</sup> Concrete Innovation Conference (CIC), Oslo.
- [10] Nillson, M. (2003): *Restraint factors and partial coefficients for crack risk analyses of early age concrete structures*. PhD-thesis, Luleå University of Technology, Sweden, ISSN: 1402-1544.
- [11] Kainer, B. (2015): *Bemessung von WU-Konstruktionen unter Berücksichtigung des tatsächlichen Bauteilverhaltens - Verifikationsberechnungen für die 4. Überarbeitung der ÖBV-Richtlinie "Weiße Wannen"*, Diplomarbeit, Technische Universität Graz.
- [12] Heinrich, P. (2016): *Typen erhärtungsbedingter Rissbildung und deren Bestimmung aus Temperatur- und Spannungsfeldern räumlicher Berechnungsmodelle*, 3. Grazer Betonkolloquium. Verlag der Technischen Universität Graz.
- [13] Knoppik-Wróbel, A. and Schlicke, D. (2016): *Computational prediction of restraint-induced crack patterns in reinforced concrete walls*. MSSCE2016 / Service Life Segment, Lyngby, Denmark.
- [14] Schlicke, D. and Tue, N. V. (2016): *Crack width control – verification of the deformation compatibility vs. covering the cracking force*, MSSCE2016 / Service Life Segment, Lyngby, Denmark.
- [15] Bödefeld, J. (2010): *Rissmechanik in dicken Stahlbetonbauteilen bei abfließender Hydrationswärme*. Universität Leipzig, Dissertation.
- [16] Helmus, M. (1990). *Mindestbewehrung zwangbeanspruchter dicker Stahlbetonbauteile*, DAfStb Heft 412. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin.
- [17] Turner, K., Schlicke, D.; Tue, N. V. (2016): *Zwangbeanspruchung von Stahlbetonbauteilen -Neue Erkenntnisse aus der systematischen Untersuchung mit Zwangrahmen für bewehrten Beton*. Beton- und Stahlbetonbau, 111: 301–309. doi: 10.1002/best.201600003
- [18] Turner, K.; Schlicke, D. (2014): *Zwangbeanspruchungen und Rissbreitenentwicklung im Nutzungszeitraum unter Berücksichtigung der erhärtungsbedingten Spannungsgeschichte*. 2. Grazer Betonkolloquium.
- [19] Schlicke, D; Turner, K.; Tue, N. V. (2015), *Decrease of tensile creep response under realistic restraint conditions in structures*, Mechanics and Physics of Creep, Shrinkage and Durability of Concrete and Concrete Structures. CONCREEP-10, Vienna, doi: 10.1061/9780784479346.158
- [20] Turner, K. (2016): *Klimatische Temperatureinwirkungen bei massigen Bauteilen aus Beton*, 3. Grazer Betonkolloquium. Verlag der Technischen Universität Graz.
- [21] Weisner, A., Tue, N. V., Schlicke, D. (2013): *Dehnfugenlose Schleuse Wusterwitz*. *Beton-technologische und konstruktive Erfahrungen*. In: Beton, 63/12: 484-491. ISSN: 0005-9846.