



Christina Krenn, BSc

**Untersuchungen zur
erhärungsbedingten Rissgefahr
von Brückenrandbalken für die Überarbeitung
der RVS 15.04.11**

MASTERARBEIT

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieurin

Masterstudium Bauingenieurwissenschaften – Konstruktiver Ingenieurbau

eingereicht an der

Technischen Universität Graz

Betreuer

Ass.Prof. Dipl.-Wirtsch.-Ing. Dr.techn. Dirk Schlicke

Dipl.-Ing. Eva Maria Dorfmann

Institut für Betonbau

Lessingstraße 25, 8010 Graz

EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe. Das in TUGRAZonline hochgeladene Textdokument ist mit der vorliegenden Masterarbeit identisch.

15.01.2019

Datum

Christina K

Unterschrift

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei allen herzlich bedanken, die mich bei der Erstellung dieser Arbeit, aber auch in der Zeit meines Studiums, unterstützt haben.

Zuerst möchte ich mich bei meinem Betreuer Ass.Prof. Dipl.-Wirtsch.-Ing. Dr.techn. Dirk Schlicke bedanken, welcher mein Interesse an diesem Thema geweckt hat und mit seiner fachlichen Kompetenz alle gestellten Fragen beantworten konnte.

Besonders bedanke ich mich bei Dipl.-Ing. Dr.techn. Helmut Hartl, der als Leiter der Arbeitsgruppe Brückenbau der Österreichischen Forschungsgesellschaft Straße-Schiene-Verkehr (FSV), Initiator für die vorliegende Arbeit war.

Des Weiteren bedanke ich mich bei der FSV und der ASFiNAG für die Bereitstellung der Versuchsergebnisse für die Randbalkenbetone. Stellvertretend für die ASFiNAG möchte ich Herrn Dipl.-Ing. Dr.techn. Michael Kleiser namentlich erwähnen.

Ein weiteres Dankeschön geht an Dipl.-Ing. Dr. Martin Peyerl von Smart Minerals für die kurzfristige Durchführung der Versuche.

Vor allem danke ich meinen Eltern Martina und Johannes, welche in allen Lebenssituationen hinter mir stehen, mich während meiner gesamten Ausbildungszeit immer unterstützt haben und auch immer ein offenes Ohr für meine Anliegen haben. Auch meinen Geschwistern Johanna und Martin möchte ich Danke sagen, da ich immer auf ihre Unterstützung zählen kann.

Herzlich bedanke ich mich auch bei meinem Freund Philipp, der mich bei der Erstellung dieser Arbeit nicht nur moralisch unterstützt hat, sondern auch inhaltliche Inputs gegeben hat. Danke, dass du an mich glaubst und mich immer wieder motivieren kannst.

Einen besonderen Dank möchte ich dem Beton- und Holzbauzeichensaal und seinen Mitgliedern aussprechen. Besonders hervorheben möchte ich Paula, Gebhard, Hannes, Alex, Georg und Martin. Die Tage, an denen wir zusammen gelernt bzw. gefeiert haben, bleiben mir immer in Erinnerung.

Abschließend danke ich meinem Cousin Matthias für die Rechtschreibkorrektur dieser Arbeit.

Kurzfassung

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit der Rissgefahr von Brückenrandbalken. Hintergrund ist der Entwurf für die RVS 15.04.11 (2016), welche Betonstandards und Randbedingungen für die Herstellung von Brückenrandbalken definiert, wodurch u.a. eine Minimierung der erhärtungsbedingten Rissgefahr erfolgen soll.

Für die Konkretisierung der Rissgefahr wird ein Finite-Elemente-Berechnungsmodell erstellt, in welchem mittels einer Parameterstudie die Einflüsse verschiedener Parameter untersucht werden. Die thermomechanischen Berechnungen erfolgen zeitdiskret, um Einflüsse der sich im Erhärtungsprozess entwickelnden Betoneigenschaften abbilden zu können. Für eine realitätsnahe Implementierung der Betoneigenschaften wurden die Ergebnisse einer Laboruntersuchung zur Verfügung gestellt, welche mit der Anpassung an die im Berechnungsmodell verwendeten Materialmodelle berücksichtigt werden.

In den Berechnungen konnte gezeigt werden, dass die Rissbildung in Brückenrandbalken generell nicht ausgeschlossen werden kann. Grund dafür ist vor allem der große Einfluss der Tagesschwankung der Umgebungstemperatur. Weitere Untersuchungen der entstehenden Rissbilder, welche in der Erhärtungsphase zu erwarten sind, deuten auf ein wichtiges Zusammenspiel zwischen der vorhandenen Bewehrung gemäß RVS 15.04.11 (2016) und der Horizontalsteifigkeit der Kopfbolzendübel hin. Die vorliegende Bewehrung gewährleistet keine sukzessive Rissbildung mit ausreichender Begrenzung der Rissbreite. In den untersuchten Systemen war für den Erhärtungszeitraum eine ausreichende Rissbreitenbegrenzung nur gegeben, da durch die horizontale Steifigkeit der Kopfbolzendübel Teile der Risskraft aufgebaut werden konnten.

Abstract

Study of the hardening-induced risk of cracking in edge beams of road bridges for the revision of RVS 15.04.11

The present work deals with the assessment of the hardening-induced risk of cracking edge beams on road bridges. The background of this thesis is the revision of the RVS 15.04.11 (2016), which defines concrete standards and boundary conditions for the production of bridge edge beams. These regulations aim among other objectives on the mitigation of hardening-induced cracking.

For the specification of the risk of cracking, a finite element calculation model is created in which a parametric study is used to investigate the effects of various parameters. The thermomechanical calculations are time-discrete in order to be able to map influences of the concrete properties developing in the hardening process. For a realistic implementation of the concrete properties, the results of a laboratory investigation were made available, which are taken into account in the adaptation of the material models. edge beam The calculations stated that the crack formation in bridge edge beams cannot be excluded in general. The main reason for this is the great influence of the daily fluctuation from the ambient temperature. Further investigations on the cracking pattern, which is to be expected from the hardening phase, indicated an important interplay of the present reinforcement according to RVS 15.04.11 (2016) and the horizontal stiffness of the connector dowels. In fact, the present reinforcement does not ensure a successive cracking process with adequate limitation of the crack width. In the investigated systems, the successful crack width control was only provided if parts of the cracking force could be build up by the horizontal stiffness of the connector dowels.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Motivation und Zielsetzung	1
1.2	Aufbau der Arbeit	2
1.3	Grundlegende Betrachtungen zu Zwangbeanspruchungen	2
1.4	Beurteilung der Rissgefahr infolge Zwangbeanspruchung	3
2	Materialverhalten und Materialmodelle	5
2.1	Untersuchte Betone	5
2.2	Wärmeentwicklung und thermische Eigenschaften	6
2.2.1	Effektives Betonalter	6
2.2.2	Wärmeentwicklung infolge Hydratation	7
2.2.3	Wärmeleitfähigkeit und Wärmespeicherkapazität	8
2.3	Mechanische Eigenschaften	8
2.3.1	Festigkeitsentwicklung	9
2.3.2	Querdehnverhalten und Temperaturexpansionskoeffizient	11
2.3.3	Schwinden	11
2.3.4	Viskoelastizität	12
3	Berechnungsmodell	14
3.1	Beschreibung Modell	15
3.1.1	Ortsdiskretisierung	16
3.1.2	Zeitdiskretisierung	16
3.1.3	Behinderungsgrad	16
3.2	Thermische Randbedingungen	17
3.2.1	Klimatische Randbedingungen	17
3.2.2	Nachbehandlungsmaßnahmen und thermische Materialkennwerte	18
3.2.3	Auswertungspunkte	19
4	Referenzfall	20
4.1	Beschreibung des Referenzfalles	20
4.2	Temperaturfeld	22
4.3	Spannungsfeld	24
4.3.1	Gesamtspannungen im Materialpunkt	24
4.3.2	Spannungen ohne Eigenspannungen	27
4.4	Rissgefahr	29

5	Numerische Parameterstudie	31
5.1	Beschreibung der Studie	31
5.2	Einfluss unterschiedlicher Parameter auf die Rissgefahr	34
5.2.1	Betonrezeptur	36
5.2.2	Erhöhte Frischbetontemperatur	38
5.2.3	Temperaturniveau (Frischbeton- und mittlere Umgebungstemperatur)	38
5.2.4	Tagestemperaturschwankung	38
5.2.5	Betonagezeitpunkt	38
5.2.6	Nachbehandlungsmaßnahmen	39
5.2.7	Randbalkenhöhe	39
5.2.8	Winterszenario	40
5.2.9	Dübelabstand und Dübelleiste	40
6	Realistisches Szenario	41
6.1	Beschreibung realistisches Szenario	41
6.2	Rissgefahr	43
6.3	Rissbild ohne Bewehrung für den Grenzfall	44
6.3.1	Simulation der Rissbildung im Modell	44
6.3.2	Rissbreite und Rissabstand	45
6.4	Rissbild mit Bewehrung für den Grenzfall	45
6.4.1	Bewehrung gemäß RVS	45
6.4.2	Implementierung der Bewehrung im Modell mit Rissbildung	45
6.4.3	Rissbreite und Rissabstand	47
6.5	Einfluss der äußeren Zwängung der Brücke auf den Rissabstand	48
6.6	Einfluss der Betonrezeptur auf das Rissbild	49
6.7	Mindestbewehrung nach EUROCODE 2	49
7	Diskussion der Ergebnisse	51
8	Zusammenfassung und Ausblick	53
	Anhang	56

1 Einleitung

Randbalken stellen die seitliche Begrenzung von Brückentragwerken dar und haben verschiedene Funktionen zu erfüllen. Die effiziente Verankerung der passiven Schutzeinrichtungen sowie Verkehrsleitsystemen als auch die Benützung für Geh- und Radwege zählen zu ihren Aufgaben. Die exponierte Lage von Randbalken auf der Brücke setzt sie besonders starken äußeren Angriffen aus. Dazu gehören unter anderem der Frost-Tau-Wechsel, Tagestemperaturschwankungen und Nass-Trocken-Wechsel, vgl. (DBV, 2011, S. 5). Diese äußeren Randbedingungen stellen hohe Anforderungen an den einzubauenden Beton. Darüber hinaus werden insbesondere Randbalken auf Straßenbrücken sehr stark durch Tausalz beansprucht, sodass die Lebensdauer dieser Randbalken signifikant von einer geeigneten Rissbreitenbegrenzung abhängig ist.

1.1 Motivation und Zielsetzung

Im Entwurf für die Neuauflage der RVS 15.04.11 (2016) werden Betonstandards als auch Randbedingungen für die Herstellung von Brückenrandbalken festgelegt. Ziel der Definition von Betonstandards ist die Einführung einer Betonrezeptur, welche beim Herstellungsprozess möglichst geringe Temperatur- und Schwindspannungen verursacht. Dafür soll die bei der Hydratation freigesetzte Wärme sowie die Wasser- und Bindemittelmenge möglichst gering gehalten werden, vgl. (RVS 15.04.11, 2016, S. 6). Im Regelfall soll dieser optimierte Beton zum Einsatz kommen. Falls die regionalen Rahmenbedingungen für die Herstellung dieses Betons nicht gegeben sind, kann ein Standardbeton verwendet werden. Weiters sind in der RVS 15.04.11 (2016) Randbedingungen für die Herstellung und Nachbehandlung von Brückenrandbalken angeführt.

Im Zuge dieser Arbeit soll untersucht werden, in welcher Art und Weise der definierte Betonstandard und die angeführten Randbedingungen die erhärtungsbedingte Rissgefahr beeinflussen und ob etwaiger Mehraufwand in der Herstellung und Verarbeitung den gewünschten positiven Effekt liefert.

Für die Beurteilung der Rissgefahr wird mit der Methode der finiten Elemente ein Berechnungsmodell eines Brückenausschnittes mit aufgesetztem Randbalken erstellt. Eine Parameterstudie wird verschiedene Einflüsse und Randbedingungen untersuchen. Mit den gewonnenen Erkenntnissen aus der Studie soll eine Aussage über die Rissgefahr infolge Zwangbeanspruchung getroffen werden.

Das Ziel dieser Arbeit ist es eine Empfehlung aus der FE-Berechnung ableiten zu können, welche Maßnahmen für die Reduzierung der Rissgefahr von Brückenrandbalken den gewünschten positiven Effekt liefern. Weiters soll für die Fälle, in denen mit Rissbildung

zu rechnen ist, eine Aussage über den zu erwartenden Rissabstand und die Rissbreite getätigt werden. Ein Vorschlag für die erforderliche Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite bildet den Abschluss dieser Arbeit.

1.2 Aufbau der Arbeit

Die vorliegende Arbeit gliedert sich in sieben Kapitel. Anfangs wird in Kapitel 1 die Motivation und Vorgangsweise für die Erstellung der Arbeit erläutert. Grundlegende Betrachtungen zu Zwangbeanspruchungen und der daraus resultierenden Rissgefahr ergänzen den einleitenden Teil.

In Kapitel 2 erfolgt die zeitdiskrete Beschreibung des Materialverhaltens anhand von Materialmodellen, welche an die Ergebnisse einer Laboruntersuchung eines erhärtenden Betons angepasst werden.

Die Beschreibung des erstellten Berechnungsmodells beinhaltet Kapitel 3. Dieser Abschnitt erläutert die verwendeten Elemente und auch die thermischen Randbedingungen, welche in das Berechnungsmodell implementiert werden.

In Kapitel 4 erfolgt die Definition eines Referenzfalles, von welchem die Ergebnisse im Detail dargestellt werden. Weiters können erste Aussagen über die erhärtungsbedingte Rissgefahr des Randbalkens getroffen werden.

In weiterer Folge wird in Kapitel 5 eine Parameterstudie durchgeführt, bei der zuvor definierte Parameter des Referenzfalles variiert werden. Damit können die jeweiligen Einflüsse auf die Rissgefahr untersucht werden.

In Kapitel 6 erfolgt die Zusammenstellung eines realistischen Szenarios, durch welches nähere Aussagen über die Rissgefahr, den Rissabstand und die Rissbreite des Randbalkens getroffen werden können. Weiters wird der Einfluss der Bewehrung untersucht und die erforderliche Mindestbewehrung für die Zwangbeanspruchung ermittelt.

Eine Diskussion der Ergebnisse beinhaltet Kapitel 7 und das abschließende Kapitel 8 fasst die Ergebnisse der Arbeit nochmals zusammen.

1.3 Grundlegende Betrachtungen zu Zwangbeanspruchungen

Zwangbeanspruchungen entstehen, wenn Verformungseinwirkungen im Bauteil behindert werden. Die Verformungseinwirkungen sind vor allem auf die Temperaturdehnungen und Schwindverkürzungen zurückzuführen. Die Verformungen infolge Temperatur resultieren aus klimatischen Randbedingungen und der Wärmefreisetzung infolge des Hydratationsprozesses des erhärtenden Betons.

Die Größe der Zwangbeanspruchung wird unter anderem durch den behinderten Anteil der Verformung ε_0 bestimmt. Die Behinderung a kann innerhalb des Bauteilquerschnittes oder auch durch die äußere Behinderung infolge angrenzender Bauteile oder der Lagerung am Baugrund erfolgen, vgl. (Röhling, 2009, S. 195; Rostásy, Krauß und Budelmann, 2002,

S. 778). Die letzte wichtige Eingangsgröße für die Bestimmung der Zwangbeanspruchung ist der Elastizitätsmodul E_c des Betons und somit gilt für Zwangsspannungen:

$$\sigma_{\text{beh}}(t) = \int_0^t \Delta\varepsilon_0(t) \cdot a(t) \cdot E_c(t) dt \quad (1.1)$$

σ_{beh}	Zwangsspannung
$\Delta\varepsilon_0$	Verformungseinwirkung
a	Behinderungsgrad
E_c	Elastizitätsmodul des Betons

Für erhärtungsbedingte Zwangbeanspruchungen sollte eine zeitdiskrete Betrachtung der resultierenden Zwangsspannungen erfolgen, da sich die Einflussgrößen (Verformungseinwirkung, Behinderungsgrad und Elastizitätsmodul) allesamt im Zeitverlauf ändern und sich gegenseitig beeinflussen.

1.4 Beurteilung der Rissgefahr infolge Zwangbeanspruchung

Schlicke (2014) versteht unter Rissgefahr eines Bauteils infolge Zwang das Auftreten eines Risses im maßgebenden Querschnitt infolge maßgebender Zwangbeanspruchung. Für die Beurteilung der Rissgefahr gibt es an der technischen Universität Graz zwei unterschiedliche Kriterien:

Rissindex im Materialpunkt (allgemeiner Rissindex)

$$\sigma_c(t, y, z) \leq 0.8 \cdot f_{\text{ctk},0.05}(t_{\text{eff}}) \quad (1.2)$$

Makrorissindex

$$\sigma_{c,N+M}(t) \leq f_{\text{ctm}}(t_{\text{eff}}) \quad (1.3)$$

Die Beurteilung der Rissgefahr erfolgt in einem zweistufigen Verfahren.

Im ersten Schritt erfolgt die Untersuchung der lokalen Anrissgefahr ausgehend vom ungerissenen Bauteil. Dazu werden die Gesamtspannungen im Materialpunkt mit der um den Faktor 0.8 abgeminderten 5%-Fraktilwert der Zugfestigkeit verglichen, vgl. (Schlicke, 2014, S. 77) (Glg. (1.2)). Aufgrund der zusätzlichen Abminderung der Zugfestigkeit kann mit Erfüllung dieses Kriteriums die Rissbildung ausgeschlossen werden.

Bei der Überschreitung des Rissindex im Materialpunkt wird in einem zweiten Berechnungsschritt die Makrorissgefahr im Bauteil untersucht. Dazu werden zuerst die um die Eigenspannungen bereinigten Spannungen ermittelt, da durch die Bildung von Oberflächenrissen die über den Querschnitt verteilten Eigenspannungen abgebaut werden. Diese Spannungen werden mit der mittleren Zugfestigkeit des Betons verglichen (Glg. (1.3)).

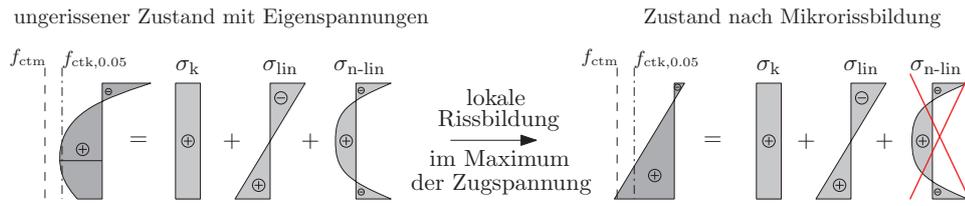


Abb. 1.1: Einfluss der Eigenspannungen auf die Bewertung der Rissgefahr vgl. (Schlicke, 2014, S. 74)

In Abb. 1.1 wird anhand eines Beispiels gezeigt, dass durch die Betrachtung der Gesamtspannungen alleine die Rissgefahr unter- bzw. überschätzt werden kann, vgl. (Schlicke, 2014, 73ff).

2 Materialverhalten und Materialmodelle

Die Materialeigenschaften des Betons unterliegen im Erhärtungsprozess einer ständigen Veränderung. Deshalb werden mathematische Funktionen verwendet, welche diese sich verändernden Eigenschaften im Berechnungsmodell bestmöglich abbilden. Diese Funktionen werden mit freien Parametern an das Verhalten des Betons angepasst. Der Erhärtungsprozess ist von Beton zu Beton verschieden, deshalb ist es für realistische Materialmodelle unumgänglich, das Materialverhalten des einzubauenden Betons im Labor zu untersuchen.

2.1 Untersuchte Betone

Im Rahmen der Arbeit werden vier unterschiedliche Betonrezepturen berücksichtigt.

Die in dieser Arbeit verwendeten Materialmodelle für diese Betone basieren auf Laboruntersuchungen von Smart Minerals, welche vom Ausschuss für Brückenausrüstung und ASFiNAG in Auftrag gegeben wurden. Einen Überblick über die Bindemittelgehalte gibt Tab. 2.1.

Tab. 2.1: Zusammenstellung der Bindemittelgehalte der im Labor untersuchten Betonrezepturen

Beton	Zement		AHWZ	W/B-Wert
	Sorte	kg/m ³	kg/m ³	-
R1	CEM I 42.5 N SR0 C ₃ A-frei	270	81	0.51
R3	CEM I 42.5 N SR0 C ₃ A-frei	319	48	0.43
R4	CEM I 42.5 N SR0 C ₃ A-frei	295	80	0.43

Als Referenzbeton wird der Beton „R1“ berücksichtigt. Zwar erfüllt dieser Beton nicht die Anforderungen an den Betonstandard B7, welcher lt. RVS 15.04.11 (2016) für einen Brückenrandbalken gefordert wird, allerdings wurden die erforderlichen Materialkennwerte für die Studie zunächst nur für diesen Beton ermittelt. Im Laufe der Arbeit wurden außerdem noch Laboruntersuchungen für zwei andere Betonzusammensetzungen durchgeführt, welche dem Betonstandard B7 entsprechen (Beton „R3“ und „R4“).

Das Verhalten der Betone R3 und R4 wird in der Parameterstudie als Variation berücksichtigt. Weiters wird ein Beton C 30/37 („SB“) berücksichtigt, der einen Standardbeton für all jene Fälle repräsentieren soll, bei denen die optimierten Betone R3 und R4 nicht zur Verfügung stehen. Die Materialparameter für diesen Beton wurden seitens des iBB vorgegeben.

Die Darstellung der Anpassung der Materialmodelle an die Versuchsergebnisse erfolgt für alle Betone getrennt voneinander. In diesem Kapitel wird die Anpassung beispielhaft für den Beton R1 gezeigt, welcher für den Referenzfall verwendet wird. Die anderen Anpassungen finden sich im Kapitel .

2.2 Wärmeentwicklung und thermische Eigenschaften

Die Wärmeentwicklung in Betonbauteilen setzt sich aus der bei dem Hydratationsprozess freigesetzten Reaktionswärme sowie den thermischen Eigenschaften des Betons zusammen. Zu diesen materialabhängigen Parametern beeinflussen auch Frischbetontemperatur, Umgebungstemperatur, Nachbehandlungsmaßnahmen sowie angrenzende Bauteile die Temperaturentwicklung in Betonbauteilen. Das nachfolgende Kapitel beschreibt die materialtechnologischen Eigenschaften sowie ihre Modelle. Erklärungen zu den äußeren thermischen Randbedingungen können dem Abs. 3.2 entnommen werden.

Die zeitdiskrete Beschreibung aller Materialeigenschaften erfolgt in dieser Arbeit mit dem effektiven Betonalter.

2.2.1 Effektives Betonalter

Das effektive Betonalter beschreibt den Einfluss der Temperatur auf den Erhärtungsprozess, vgl. (Bödefeld, 2010, S. 13). Mit der Reifefunktion nach Freiesleben, Hansen und Pedersen (1977) gemäß Glg. (2.1), welche auf die Überlegungen von ARRHENIUS zurückgeht, wird dieser Effekt beschrieben.

$$t_{\text{eff}} = \int \exp \left\{ \frac{E_A}{R} \cdot \left[\frac{1}{293} - \frac{1}{273 + T(t)} \right] \right\} dt \quad (2.1)$$

t_{eff} effektives Betonalter

t tatsächliche Zeit

E_A Aktivierungsenergie

R universelle Gaskonstante, $R = 8.3143 \text{ J}/(\text{molK})$

T Betontemperatur

Die Gleichung bezieht sich auf eine Betontemperatur von 20°C . Das heißt sie gibt jene Zeit an, bei welcher der Beton die gleichen Eigenschaften entwickelt, wie mit einer konstanten Temperatur von 20°C .

Die Aktivierungsenergie ist von der Zementart und der im Bauteil herrschenden Temperatur abhängig. Nach Freiesleben, Hansen und Pedersen (1977) können für Portlandzemente folgende Werte angenommen werden:

$$\begin{array}{ll} E_A = 33500 \text{ J/mol} & \text{für } T \geq 20^\circ\text{C} \\ E_A = 33500 + 1470 \cdot (20 - T) \text{ J/mol} & \text{für } T < 20^\circ\text{C} \end{array}$$

2.2.2 Wärmeentwicklung infolge Hydratation

Hydratation beschreibt die Reaktion von Klinkermineralien mit Wasser, bei der eine neue chemische Verbindung entsteht, welche die Bildung der wasserunlöslichen Struktur des Zementsteines verursacht. Bei diesem Prozess wird Reaktionswärme freigesetzt, da die Ausgangsstoffe in ein System mit niedrigerer Energie übergehen, vgl. (Röhling, 2009, S. 15; Laube, 1990, S. 8).

Die Hydratationswärme wurde in den durchgeführten Laborversuchen mit teiladiabatischen Kalorimetern gemessen. Die mathematische Beschreibung der Wärmefreisetzung im Hydratationsprozess erfolgt in dieser Arbeit nach Jonasson (1984) entsprechend Glg. (2.2).

Die Anpassung der teiladiabatischen Wärmeentwicklungskurve an einen adiabatischen Verlauf wird mit Hilfe der Reifefunktion nach Freiesleben, Hansen und Pedersen (1977) (Glg. (2.1)) durchgeführt. Dabei erfolgt die Korrektur des Zeitabschnittes mit der berechneten Zeitverzerrung der jeweiligen Temperatur, vgl. (Röhling, 2009, 60ff).

$$\Delta T(t_{\text{eff}}) = \Delta T_{\infty} \cdot \exp \left\{ A \cdot \left(\ln \left[1 + \frac{t_{\text{eff}}}{t_k} \right] \right)^{c_1} \right\} \quad (2.2)$$

$\Delta T(t_{\text{eff}})$ Temperaturerhöhung bezogen auf das effektive Betonalter

ΔT_{∞} maximale Temperaturerhöhung des Betons

A, t_k, c_1 freie Parameter zur Anpassung an den Versuchsbeton

Die Anpassung der frei wählbaren Parameter an die Messwerte der Laboruntersuchung ist in Abb. 2.1 dargestellt.

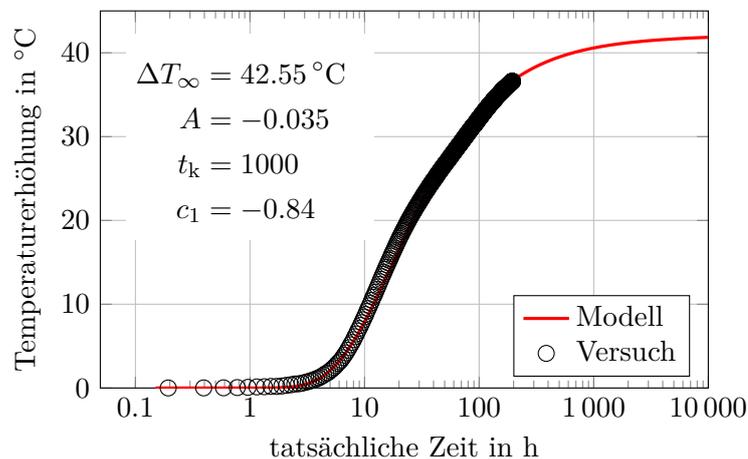


Abb. 2.1: Temperaturentwicklung des Referenzbetons R1 infolge Betonerhärtung

Der hier beschriebene Ansatz der Wärmequellfunktion bezieht sich nur auf die Temperatur, jedoch kann sie auch über die Wärmemenge beschrieben werden, was im verwendeten Berechnungsprogramm der Fall ist. Die maximal freigesetzte Wärmemenge

Q_{\max} ist definiert mit:

$$Q_{\max} = \int_0^{\infty} S_c(t) \cdot \Delta T(t) dt \quad (2.3)$$

$\Delta T(t)$ Temperaturerhöhung im Zeitverlauf

$S_c(t)$ Wärmespeicherkapazität des Betons im Zeitverlauf

Diese Wärmemenge ist von der Wärmespeicherkapazität abhängig, welche wiederum von der freigesetzten Hydratationswärme und Temperaturerhöhung im Beton bestimmt wird. Bei Berechnungen mit zeitschritt-basierten Ansätzen kann in der Regel die Wärmespeicherkapazität als konstant angenommen werden, wenn die Auswirkungen der sich ändernden Wärmespeicherkapazität in der temperaturbasierten Wärmequellfunktion berücksichtigt werden, vgl. (Schlicke, 2014, S. 14).

Die Gleichung für die Wärmequellfunktion ergibt sich demnach zu:

$$Q(t_{\text{eff}}) = Q_{\max} \cdot \exp \left\{ A \cdot \left(\ln \left[1 + \frac{t_{\text{eff}}}{t_k} \right] \right)^{c_1} \right\} \quad (2.4)$$

$$\text{mit: } Q_{\max} = S_c \cdot \Delta T_{\infty} \quad \text{und: } S_c = \text{const.} \quad (2.5)$$

2.2.3 Wärmeleitfähigkeit und Wärmespeicherkapazität

Im Allgemeinen ist davon auszugehen, dass sich die Wärmeleitfähigkeit λ_c im Hydratationsprozess verändert, vgl. u.a. Eierle und Schikora (2000) bzw. Schlicke (2014). Diese Variation wirkt sich vor allem auf die Temperaturgeschichte von dickeren Bauteilen aus. Bei dünneren Bauteilen kann aber davon ausgegangen werden, dass diese Variation von untergeordneter Bedeutung ist. Aufgrund der geringen Dicke des Randbalkens wird die Wärmeleitfähigkeit deshalb als konstant angenommen.

Die Berechnung erfolgt mit zeitschritt-basierten Ansätzen wodurch die Wärmespeicherkapazität in der Regel lt. Abs. 2.2.2 konstant angenommen werden kann.

Tab. 2.2: Thermische Materialeigenschaften λ_c und S_c

Parameter			
Wärmeleitfähigkeit	λ_c	2.22	W/m ² K
Wärmespeicherkapazität	S_c	2350000	J/m ³ K

2.3 Mechanische Eigenschaften

Der Hydratationsprozess verändert auch die mechanischen Betoneigenschaften kontinuierlich. In den nachfolgenden Absätzen werden die Materialmodelle für diese näher beschrieben.

2.3.1 Festigkeitsentwicklung

Für eine möglichst realistische Erfassung der Zwangsspannungen ist es notwendig, die Festigkeitsentwicklung in Abhängigkeit von der Zeit zu beschreiben. In dieser Arbeit erfolgt diese zeitabhängige Betrachtung gemäß der Empfehlung in MFZ (2004) mit dem Modell nach Wesche (1993). Mit Hilfe eines Zeitbeiwertes erfolgt eine geschlossene Betrachtung der Druck- und Zugfestigkeitsentwicklung sowie der Entwicklung des Elastizitätsmoduls. Dieser Zeitbeiwert ist wie folgt definiert:

$$f_{\beta}(t_{\text{eff}}) = \exp \left\{ -a \cdot w/b \cdot \left[t_{\text{eff}}^{-b} - 28^{-b} \right] \right\} \quad (2.6)$$

w/b Wasser-Bindemittel-Wert der Betonrezeptur
 a, b Beiwerte zur Festigkeitsentwicklung
 t_{eff} effektives Betonalter in Tagen

Für die Beiwerte a, b sind in Abhängigkeit der Zementfestigkeitsklasse Angaben in Wesche (1993) zu finden. Liegen, wie in diesem Fall, Messwerte für die Würfeldruckfestigkeit vor, können die Parameter a, b anhand der Gleichung zur Druckfestigkeitsentwicklung angepasst werden, vgl. (Schlicke, 2014, S. 18). Die Entwicklung der Druckfestigkeit beschreibt folgende Gleichung:

$$f_c(t_{\text{eff}}) = f_{c,28} \cdot f_{\beta}(t_{\text{eff}}) \quad (2.7)$$

$f_{c,28}$ jeweilige Druckfestigkeit nach 28 Tagen

In Abb. 2.2 ist das Ergebnis der Anpassung an die Messwerte dargestellt.

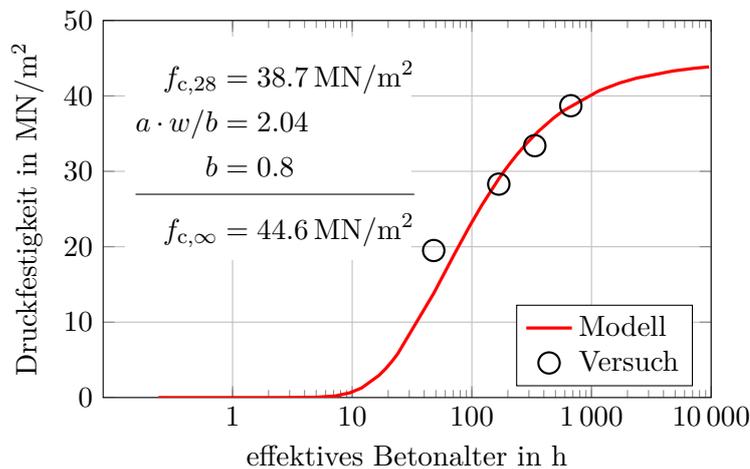


Abb. 2.2: Materialmodell zur Druckfestigkeitsentwicklung, angepasst an die Versuchsergebnisse des Referenzbetons R1

Die Elastizitätsmodul- und Zugfestigkeitsentwicklungen können auch mit dem Zeitbeiwert $f_{\beta}(t_{\text{eff}})$ beschrieben werden. Dafür gilt:

$$E_{\text{cm}}(t_{\text{eff}}) = E_{\text{cm}} \cdot [f_{\beta}(t_{\text{eff}})]^{1/3} \quad \text{und} \quad f_{\text{ctm}}(t_{\text{eff}}) = f_{\text{ctm}} \cdot [f_{\beta}(t_{\text{eff}})]^{2/3} \quad (2.8)$$

E_{cm} mittlerer Elastizitätsmodul nach 28 Tagen
 f_{ctm} mittlere Zugfestigkeit nach 28 Tagen

Die Anpassung an die Messergebnisse kann Abb. 2.3 und Abb. 2.4 entnommen werden.

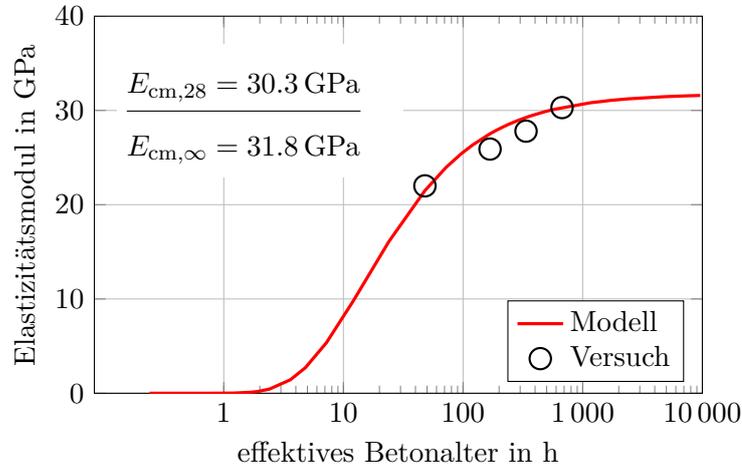


Abb. 2.3: Materialmodell zur Entwicklung des Elastizitätsmoduls im Vergleich mit den Messwerten aus der Laboruntersuchung

Die mittlere Zugfestigkeit f_{ctm} kann näherungsweise aus der in den Laboruntersuchungen gemessenen Spaltzugfestigkeit $f_{ctm,sp}$ nach EN 1992-1-1 (2015) ermittelt werden. Dafür gilt:

$$f_{ctm} = 0.9 \cdot f_{ctm,sp} \quad (2.9)$$

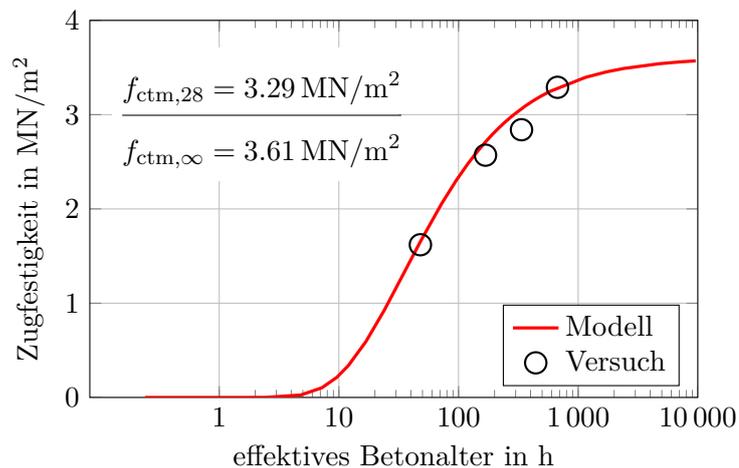


Abb. 2.4: Materialmodell zur Entwicklung der Zugfestigkeit im Vergleich mit den Messwerten aus der Laboruntersuchung

Der 5% -Fraktilwert der Zugfestigkeit kann lt. EN 1992-1-1 (2015) aus der mittleren

Zugfestigkeit wie folgt ermittelt werden:

$$f_{\text{ctk},0.05}(t_{\text{eff}}) = 0.7 \cdot f_{\text{ctm}}(t_{\text{eff}}) \quad (2.10)$$

2.3.2 Querdehnverhalten und Temperatureausdehnungskoeffizient

Die Querdehnzahl und der Temperatureausdehnungskoeffizient beeinflussen das elastische Materialverhalten. Näherungsweise können die in Tab. 2.3 angegebenen Werte für erhärtenden Beton verwendet und als konstant angenommen werden, vgl. (Eierle und Schikora, 2000, S. 33).

Tab. 2.3: Elastische Werkstoffeigenschaften ν und α_T

Parameter			
Querdehnzahl	ν	0.20	-
Ausdehnungskoeffizient	α_T	$1.0 \cdot 10^{-5}$	$1/K$

2.3.3 Schwinden

Die in Beton auftretenden Schwindverformungen unterteilen sich in autogenes Schwinden ε_{ca} und in Trocknungsschwinden ε_{cd} .

Autogenes Schwinden

Autogenes Schwinden tritt vor allem im Erhärtungsprozess des Betons auf und lässt sich auf zwei Ursachen zurückführen. Die Ursachen setzen sich aus einer Volumenreduktion des Hydratationsproduktes im Vergleich zu den Ausgangsstoffen und dem herrschenden Unterdruck im Porensystem zusammen, vgl. (Schlicke, 2014, S. 20).

Für das autogene Schwindmaß gibt es einen normativen Ansatz, welcher in EN 1992-1-1 (2015) wie folgt geregelt ist:

$$\varepsilon_{\text{ca},\infty} = 2.5 \cdot (f_{\text{ck}} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (2.11)$$

f_{ck} Zylinderdruckfestigkeit nach 28 Tagen

Das autogene Schwinden ist stark an den Hydratationsprozess gekoppelt und somit wird in der Berechnung der zeitliche Verlauf des autogenen Schwindens an den zeitlichen Verlauf der Hydratation gekoppelt. Zwar ist diese Kopplung in der Realität nichtlinear, dennoch wurde die Kopplung im vorliegenden Fall ingenieurmäßig und mit ausreichender Genauigkeit linear modelliert. Dies geschieht mit dem Hydratationsgrad $Q(t_{\text{eff}})/Q_{\text{max}}$:

$$\varepsilon_{\text{ca}}(t_{\text{eff}}) = \varepsilon_{\text{ca},\infty} \cdot \frac{Q(t_{\text{eff}})}{Q_{\text{max}}} \quad (2.12)$$

Weiters wird das Schwindmaß mit dem Faktor 0.80 korrigiert, da Untersuchungen von Raphael u. a. (2012) zeigen, dass in den ersten 2 Wochen das Schwindmaß überschätzt wird.

Trocknungsschwinden

Das Ausdiffundieren von chemisch nicht gebundenen Wassers ist die Ursache für das Trocknungsschwinden. In EN 1992-1-1 (2015) sind Schwindmaße normativ festgelegt. Das Austrocknen beginnt erst mit Beendigung der Nachbehandlungsmaßnahmen und schreitet zunächst sehr langsam voran. Mit Blick auf die sehr kurze Zeitspanne, in der hydratationsbedingte Temperaturänderungen im Randbalken auftreten sowie der vorgeschriebenen Nachbehandlungsdauer von mindestens 72 Stunden, wurden die nachfolgenden Untersuchungen zur erhärtungsbedingten Rissbildung ohne Trocknungsschwinden durchgeführt. Für die Beurteilung der letztendlichen Rissbreite im Nutzungszeitraum müssen diese Einwirkungen jedoch angemessen berücksichtigt werden.

2.3.4 Viskoelastizität

Beton besitzt ein viskoelastisches Materialverhalten. In einem belasteten Betonbauteil treten neben den elastischen Verformungen auch zeitabhängige Verformungen auf, welche von im Bauteil vorhandenen Spannungen abhängig sind. Diese Verformungszunahme wird mit dem Begriff Kriechen definiert. Falls sich der Bauteil nicht frei verformen kann, führt die Verformungsbehinderung der hervorgerufenen Kriechverformungen zu einem Abbau der Spannungen. Dieser Spannungsabbau wird als Relaxation beschrieben.

Das viskoelastische Materialverhalten ist von der Behinderung des Systems abhängig. Da die meisten Bauteile nicht vollständig gezwängt bzw. nicht vollkommen beweglich sind, treten Kriechen und Relaxation oftmals gemeinsam auf. In Abb. 2.5 ist dieser Effekt schematisch dargestellt.

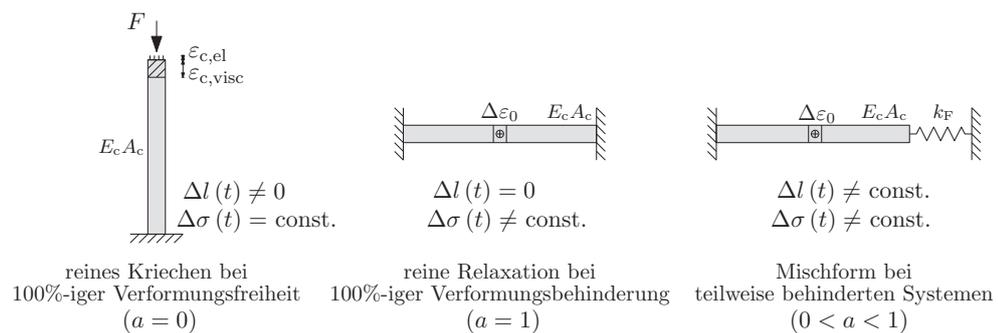


Abb. 2.5: Darstellung von Systemen mit unterschiedlichen Behinderungsgraden, vgl. (Schlicke, 2014, S. 24)

Eine Berücksichtigung des viskoelastischen Materialverhaltens in der Berechnung ist sehr aufwendig, vgl. Schlicke (2014) bzw. Heinrich (2018). Für eine effiziente Gestaltung der nachfolgenden Parameterstudie werden alle Berechnungen zunächst linear-elastisch

durchgeführt. Auf die Beurteilung der Rissgefahr hätte das viskoelastische Verhalten allerdings eine positive Wirkung, welche zunächst in Anlehnung an die Vereinfachung in Schlicke (2014) mit einer pauschalen Abminderung der ermittelten Spannungen zum Nachweiszeitpunkt auf 70 % berücksichtigt wird.

Absolut betrachtet, stellt diese Vereinfachung eine pragmatische Lösung dar, die im Einzelfall durch eine Berechnung unter zeitdiskreter Berücksichtigung der viskoelastischen Eigenschaften bestätigt werden müsste. Für einen Vergleich der im Einzelnen untersuchten Randbedingungen stellt diese Vereinfachung allerdings eine akzeptable Lösung dar.

3 Berechnungsmodell

Das nachfolgende Kapitel enthält eine nähere Beschreibung des für diese Arbeit erstellten Berechnungsmodells.

Die zeitdiskreten und thermomechanischen Berechnungen der Temperaturen und Spannungen im Randbalken erfolgen mit dem Finite-Elemente-Programm SOFiSTiK. Mit den Modulen Aqua, Sofimesha, Hydra und Ase wird ein parametrisches Berechnungsmodell erstellt, welches in Abb. 3.1 dargestellt ist.

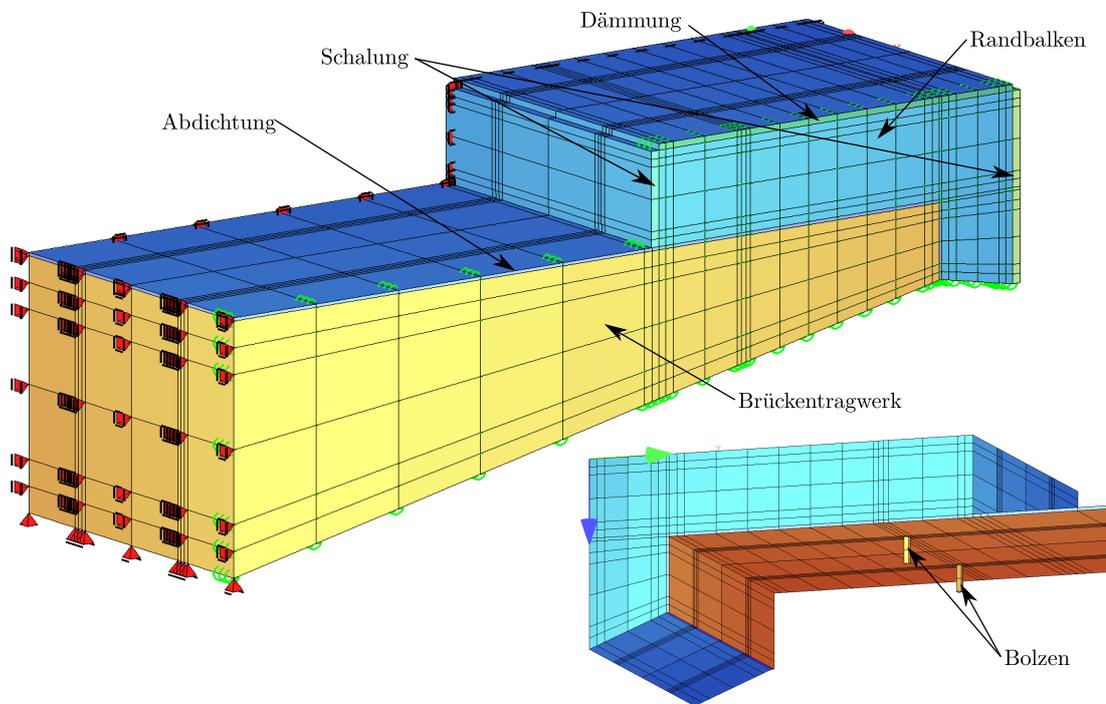


Abb. 3.1: Berechnungsmodell im Finite-Elemente-Programm SOFiSTiK

Die numerische Berechnung unterteilt sich in zwei Bereiche. Im ersten Schritt erhärtet der Randbalken auf dem Brückentragwerk und es wird die dabei entstehende thermische Entwicklung erfasst. Diese setzt sich aus der beim Erhärtungsprozess freigesetzten Hydratationswärme und den thermischen Randbedingungen zusammen. Im zweiten Berechnungsschritt erfolgt die Spannungsermittlung aus den Verformungseinwirkungen, welche aus der zuvor aufgezeichneten Temperaturentwicklung resultieren. Beide Teile der Berechnung sind zeitabhängig und erfolgen schrittweise. Während dieser wird ein besonderes Augenmerk auf die zeitliche Synchronisation der entstehenden Verformungseinwirkungen und den mechanischen Eigenschaften des Betons gelegt.

3.1 Beschreibung Modell

Das Berechnungsmodell setzt sich aus einem Ausschnitt eines Brückentragwerkes und einem aufgesetzten Randbalken zusammen, welche mit Volumenelementen modelliert werden. Für eine realitätsnahe Lagerung und für die Erfassung der Bewegung des Randbalkens gegen das Brückentragwerk ist die zwischen den Betonteilen vorhandene Abdichtungsschicht mit sehr geringer Steifigkeit abgebildet. Die kraftschlüssige Verbindung wird in der Realität über die Anordnung von Kopfbolzendübel gewährleistet, welche ebenfalls diskret im Berechnungsmodell abgebildet sind. Da durch die weiche Zwischenschicht nahezu keine horizontale Kraftabtragung erfolgt, wird diese fast ausschließlich über die eingepföhrten Dübel oder über Dübelleisten abgetragen. Die Kopfbolzendübel werden im Berechnungsmodell als Volumenelemente mit dem Elastizitätsmodul von Stahl modelliert. Eingepföhrte Dübel werden mit einer Länge von 20 cm berücksichtigt. Demgegenüber werden Dübelleisten mit einer schubstarrten Kopplung der Leiste an das Brückentragwerk modelliert.

Die Querschnittsabmessungen des Randbalkens sind an einen Regelrandbalken nach RVS 15.04.11 (2016) angelehnt und in Abb. 3.2 dargestellt. In der Parameterstudie wird nur der Einfluss der Dicke untersucht, die anderen Abmessungen werden für alle Berechnungen als identisch angenommen.

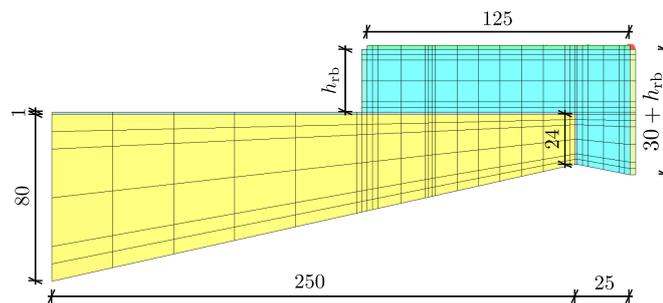


Abb. 3.2: Querschnittsabmessungen in cm

Die seitlichen Schalungen und die darüberliegende Wärmedämmung werden mit Volumenelementen modelliert. Dies ist notwendig, da Baustoffe mit Dämmwirkung zuerst Wärme entziehen, um auf dasselbe Temperaturniveau zu kommen, wie der gedämmte Bauteil. Diesen Effekt können Wärmeübergangskoeffizienten, welche für alle anderen Bauteiloberflächen verwendet werden, nicht berücksichtigen.

Unter Ausnutzung der Symmetrie wird in Längsrichtung ein Symmetrielauger angeordnet, um den Rechenaufwand zu minimieren. Die Lagerung in Querrichtung erfolgt ebenfalls mit Symmetrielaugern und in vertikaler Richtung werden nur am unteren Ende des Übergangs zum restlichen Tragwerk Lager angebracht, welche für die statische Bestimmtheit des Systems sorgen. Am äußeren Ende werden Federn mit einer sehr hohen Steifigkeit angeordnet, welche wahlweise ein- und ausgeschaltet werden können. Mit diesen kann der Grenzfall mit Behinderungsgrad $a = 1$, d.h. beidseitig eingespannt, abgebildet werden.

Die sich zeitlich verändernden Eigenschaften des erhärtenden Betons berücksichtigen die Materialmodelle, welche in Kapitel 2 beschrieben werden und im Berechnungsprogramm implementiert sind.

3.1.1 Ortsdiskretisierung

Bei thermomechanischen Berechnungen mit der Methode der finiten Elemente hat die Netzfeinheit des Modells einen hohen Stellenwert. Jene Bereiche welche einer größeren Temperaturgradienten unterliegen, werden mit einer feineren Netzteilung modelliert. Dabei handelt es sich um Randbereiche und Bereiche mit Materialänderung.

3.1.2 Zeitdiskretisierung

Die Änderung aller Eingangsgrößen setzt eine schrittweise Berechnung voraus. Dabei ist zu beachten, dass in einem Berechnungsschritt die zeitabhängigen Parameter möglichst konstant sein müssen. Deshalb werden die Abstände zwischen den Schritten an die Entwicklung der Hydratationswärme angepasst und somit in den ersten 48 h auf $s_{wt1} = 1$ h festgelegt. Um den Rechenaufwand zu minimieren, wird von der 48 h bis zur 120 h die Schrittweite auf $s_{wt2} = 3$ h und ab 120 h auf $s_{wt3} = 6$ h erhöht.

3.1.3 Behinderungsgrad

Die aus der Zwangbeanspruchung resultierenden Spannungen hängen maßgeblich mit dem Behinderungsgrad des Systems zusammen. In den durchgeführten Berechnungen werden zwei unterschiedliche Systeme betrachtet, damit möglichst alle in der Realität vorkommenden Szenarien der Behinderung abgedeckt werden können. Der Grenzfall deckt mit einem axialen Behinderungsgrad von $a = 1$ das Szenario „voller Zwang“ ab. Für ein optimistisches Szenario wird ein System mit einem Behinderungsgrad $a \leq 1$ untersucht.

Die Behinderung des Systems ist vor allem vom Dehnsteifigkeitsunterschied zwischen Randbalken und dessen verformungsbehindernden Brückentragwerk abhängig. Aus diesem Grund beträgt der Behinderungsgrad zu Beginn der Erhärtung $a = 1$ und mit zunehmender Elastizitätsmodulentwicklung geht er zurück oder bleibt annähernd gleich, wenn die Fläche des Randbalkens viel kleiner ist als die Brückenfläche. Dieser Effekt ist in Abb. 3.3 grafisch dargestellt. Für den in Kapitel 4 abgebildeten optimistischen Referenzfall ergibt sich bei Erreichen der 28-Tage-Festigkeit ein Behinderungsgrad von $a = 0.65$.

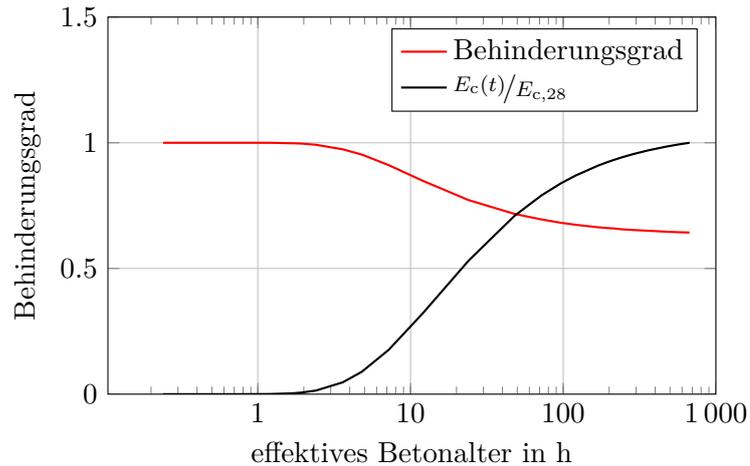


Abb. 3.3: Behinderungsgrad in axiale Richtung - optimistischer Fall

3.2 Thermische Randbedingungen

In diesem Abschnitt sind alle Größen, die den Temperaturverlauf im Randbalken von außen beeinflussen, zusammengefasst. Dazu zählen die klimatischen Randbedingungen sowie Schalung und Nachbehandlungsmaßnahmen des Randbalkens.

3.2.1 Klimatische Randbedingungen

Die klimatischen Randbedingungen werden mit einer mittleren Umgebungstemperatur und einer Tagestemperaturschwankung definiert. Die Beschreibung des Tagestemperaturverlaufes erfolgt mit folgender Formel:

$$T_a(t) = T_{a,m}(t) + \Delta T_{a,var} \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot \sin \left(\frac{2\pi \cdot (t_{tz} + t_{bz})}{24} \right) \right] \quad (3.1)$$

$T_a(t)$	Umgebungstemperatur zur jeweiligen Tageszeit in °C
$T_{a,m}$	mittlere Umgebungstemperatur in °C
$\Delta T_{a,var}$	Tagesschwankung der Lufttemperatur in °C
t_{tz}	jeweilige Tageszeit in h
t_{bz}	Betonagezeitpunkt
	Betonage 15 Uhr; $t_{bz} = 6$
	Betonage 9 Uhr; $t_{bz} = 0$

Die in den Berechnungen berücksichtigten Temperaturverläufe stellen extrem sommerliche Temperaturschwankungen dar. In Abb. 3.4 ist beispielhaft der im Referenzfall verwendete Temperaturverlauf abgebildet.

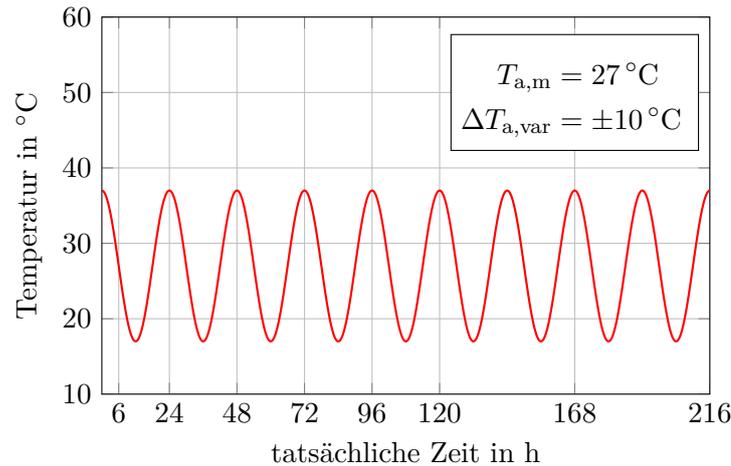


Abb. 3.4: Umgebungstemperatur Referenzfall

3.2.2 Nachbehandlungsmaßnahmen und thermische Materialkennwerte

Die Berücksichtigung von Schalung und Nachbehandlungsmaßnahmen erfolgt auf zwei unterschiedliche Arten. Wie in Abs. 3.1 beschrieben, werden die Wärmedämmung und die seitliche Schalung mit Volumenelementen modelliert. Für die dünnere Schalung bzw. für die der Luft zugewandten Flächen wird der Wärmeübergang mittels Wärmeübergangskoeffizienten ohne Wärmespeicherung modelliert. Im Detail werden hierzu QUAD-Elemente an den jeweiligen Oberflächen in das Berechnungsprogramm implementiert. Diesen Flächen wird der jeweilige Wärmeübergangskoeffizient zugewiesen.

Im Berechnungsmodell ist die Nachbehandlungszeit mit 7 Tagen festgelegt. Bei einem früheren Ausschaltungszeitpunkt wird der Randbalken in der Zeit bis zum Ende der Nachbehandlung mit Folie abgedeckt. Die entsprechenden Wärmeübergangskoeffizienten können Tab. 3.1 entnommen werden.

Tab. 3.1: Thermische Randbedingungen für die Implementierung des Wärmeübergangs mit QUAD-Elementen

Parameter				
Wärmeübergangskoeffizient Luft	α_L	30.0	W/m ² K	
Wärmeübergangskoeffizient Schalung 2.7 cm	α_S	4.2	W/m ² K	
Wärmeübergangskoeffizient Folie	α_F	20.0	W/m ² K	

Die thermischen Materialkennwerte für die modellierten Volumenelemente sind in Tab. 3.2 aufgelistet.

Tab. 3.2: Thermische Materialkennwerte für die Implementierung des Wärmeübergangs mit BRIC-Elementen

Parameter				
Brückentragwerk	Wärmeleitfähigkeit	λ_B	1.66	$\text{W/m}^2\text{K}$
	Wärmespeicherkapazität	S_B	1600000	$\text{J/m}^3\text{K}$
Abdichtung	Wärmeleitfähigkeit	λ_A	0.17	$\text{W/m}^2\text{K}$
	Wärmespeicherkapazität	S_A	1200000	$\text{J/m}^3\text{K}$
Dämmung	Wärmeleitfähigkeit	λ_D	0.038	$\text{W/m}^2\text{K}$
	Wärmespeicherkapazität	S_D	100000	$\text{J/m}^3\text{K}$
Schalung	Wärmeleitfähigkeit	λ_{Sch}	0.17	$\text{W/m}^2\text{K}$
	Wärmespeicherkapazität	S_{Sch}	880000	$\text{J/m}^3\text{K}$
Naturstein	Wärmeleitfähigkeit	λ_{NS}	2.8	$\text{W/m}^2\text{K}$
	Wärmespeicherkapazität	S_{NS}	2600000	$\text{J/m}^3\text{K}$
Stahl	Wärmeleitfähigkeit	λ_S	50	$\text{W/m}^2\text{K}$
	Wärmespeicherkapazität	S_S	3500000	$\text{J/m}^3\text{K}$

3.2.3 Auswertungspunkte

Für die Auswertung der Temperatur- und Spannungsverläufe werden relevante Punkte über den Querschnitt ausgewählt, welche in Abb. 3.5 dargestellt sind.

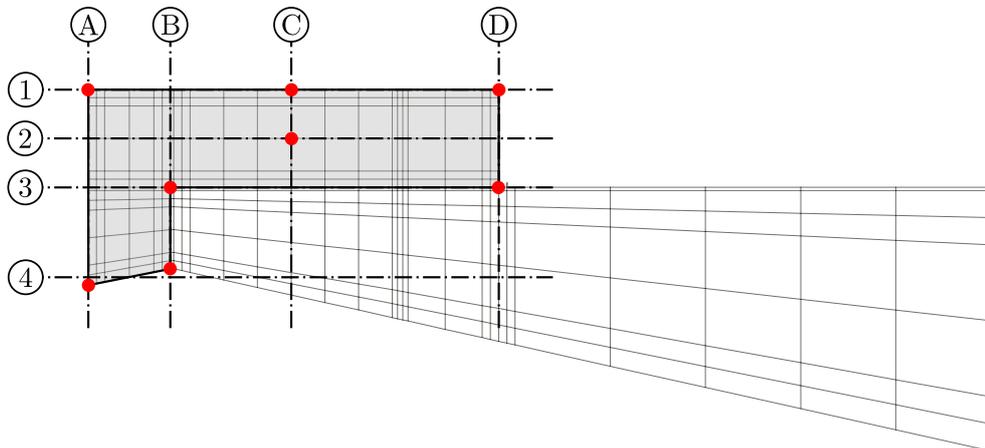


Abb. 3.5: Auswertungspunkte für die Temperatur- und Spannungsverläufe

4 Referenzfall

Dieses Kapitel beinhaltet die genaue Ergebnisdokumentation des Referenzfalles, welchem die Annahme zugrunde liegt, dass der Randbalken ungerissen ist. Dazu wird ein Grenzfall mit der Länge $L = \infty$ und ein optimistischer Fall mit $L = 30$ m betrachtet, welche in Abb. 4.1 dargestellt sind.

Der Grenzfall wird, wie in Kapitel 3 beschrieben, mit einer beidseitigen Einspannung modelliert. Dies entspricht zum einen der Situation, dass der Randbalken fugenlos über die Widerlagerwände gezogen wird und zum anderen wird diese Behinderung aber auch erreicht, wenn der Randbalkenquerschnitt im Vergleich zum Brückenquerschnitt sehr klein ist und die Brückenlänge die 2-fache Einleitungslänge der Zwangskraft über die Kopfbolzendübel übersteigt. Der optimistische Fall wird stellvertretend für all jene Brücken betrachtet, die eine geringere Zwängung aufweisen, als im zuvor beschriebenen Grenzfall.

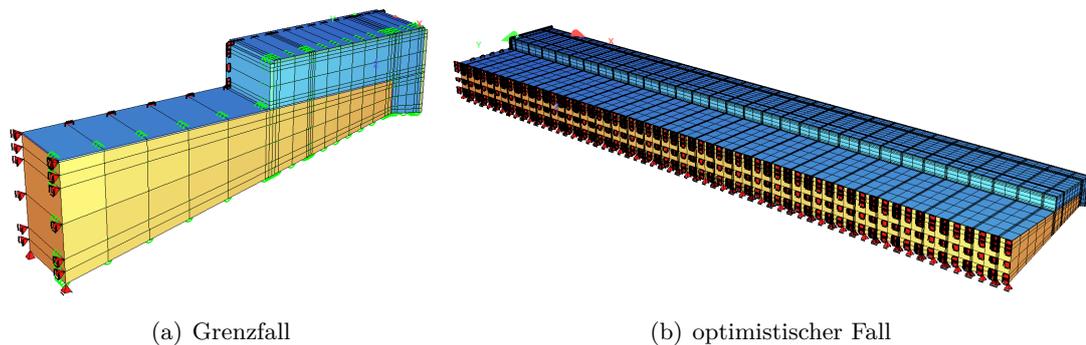


Abb. 4.1: Unterschied Grenzfall zu optimistischer Fall

4.1 Beschreibung des Referenzfalles

Für den Referenzfall wird, wie in Kapitel 2 beschrieben, die Betonrezeptur R1 verwendet. Die Berechnung erfolgt mit einer Frischbetontemperatur von 27°C , welche einen sehr ungünstigen, aber dennoch für die gewählten klimatischen Randbedingungen im Referenzfall realistischen Wert aus der Praxis wiedergibt. Die mittlere Tagestemperatur wird ebenfalls mit 27°C angenommen. Auf diese Weise wird sichergestellt, dass kein Erwärmungseffekt infolge einer Temperaturdifferenz zwischen Frischbeton- und mittlerer Tagestemperatur auftreten kann. Die Tagesschwankung der Umgebungstemperatur ist mit einem ΔT von $\pm 10^\circ\text{C}$ definiert, was auf extrem sommerliche Temperaturen hinweist.

Der Lufttemperaturverlauf für den Referenzfall ist in Abb. 3.4 dargestellt. Der Betonierzeitpunkt wird mit einer Nachmittagsbetonage, die mit dem Tagestemperaturmaximum einhergeht, gewählt.

Im Entwurf der RVS 15.04.11 (2016) werden Empfehlungen für die Schalung bzw. Nachbehandlung von Randbalken gegeben. Unter anderem beträgt die Mindestdicke der auf die Betonage aufgetragenen Dämmung 2.0 cm und die empfohlene Ausschaltzeit 7 Tage. Dieses Vorgehen wird für den Referenzfall übernommen. Zeitgleich mit dem Ausschalen erfolgt auch die Entfernung der Dämmung vom Randbalken. Die für den Referenzfall verwendete Schalung wird mit einer Standarddicke von 2.7 cm berücksichtigt. Die Verankerung des Randbalkens am Brückentragwerk erfolgt für den Referenzfall mit eingepfeilten Dübeln, welche im Abstand von 50 cm angeordnet werden.

Der Referenzfall ist in Abb. 4.2 mit einer nicht weiter definierten Länge dargestellt.

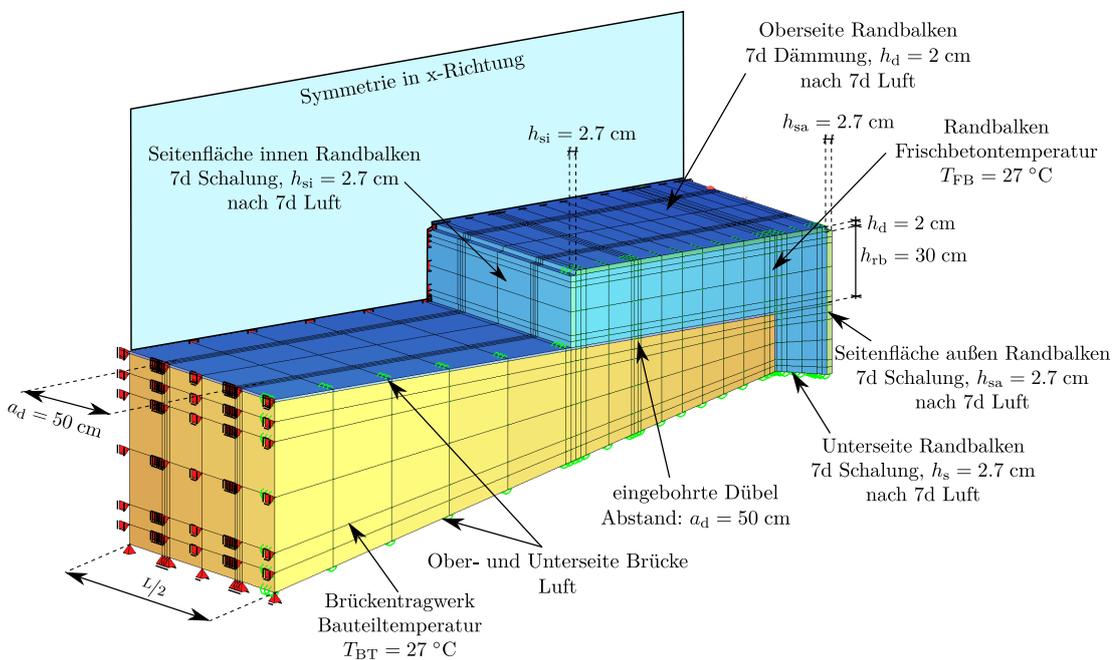


Abb. 4.2: FE-Modell für den Referenzfall mit Darstellung aller Einflussgrößen

Die zuvor ausgewählten Parameter für den Referenzfall sind in Tab. 4.1 nochmals zusammengefasst:

Tab. 4.1: Zusammenfassung der gewählten Parameter

Parameter	Referenzfall		
Betonrezeptur	BR	R1	-
Frischbetontemperatur	T_{FB}	27	°C
Bauteiltemperatur	T_{BT}	27	°C
mittlere Tagestemperatur	$T_{\text{a,m}}$	27	°C
Tagesschwankung	$\Delta T_{\text{a,var}}$	± 10	°C
Betonierzeitpunkt	t_{BZ}	15	Uhr
Dämmung (oben)	h_{d}	2	cm
Schalung (seitlich innen)	h_{si}	2.7	cm
Schalung (seitlich außen)	h_{sa}	2.7	cm
Schalung (unten)	h_{s}	2.7	cm
Ausschalzeitpunkt	t_{AZ}	168	h
Randbalkendicke	h_{rb}	30	cm
Dübel / Dübelleiste		Dübel	-
Dübelabstand	a_{b}	50	cm

Die Auswertung der Ergebnisse gliedert sich in 3 Teilbereiche. Zuerst wird die Temperaturverteilung im Querschnitt betrachtet, in einem weiteren Schritt wird die Spannungsverteilung analysiert und darauf aufbauend wird die Rissgefahr beurteilt.

4.2 Temperaturfeld

Die gleichen thermischen Materialeigenschaften und Randbedingungen verursachen identische Temperaturfelder für die beiden Referenzfälle. Aus diesem Grund wird der Temperaturverlauf nur einmal dargestellt und beschrieben. Abb. 4.3 zeigt die Temperatur einzelner Knotenpunkte im Zeitverlauf an und nachfolgend werden diese Verläufe näher erläutert.

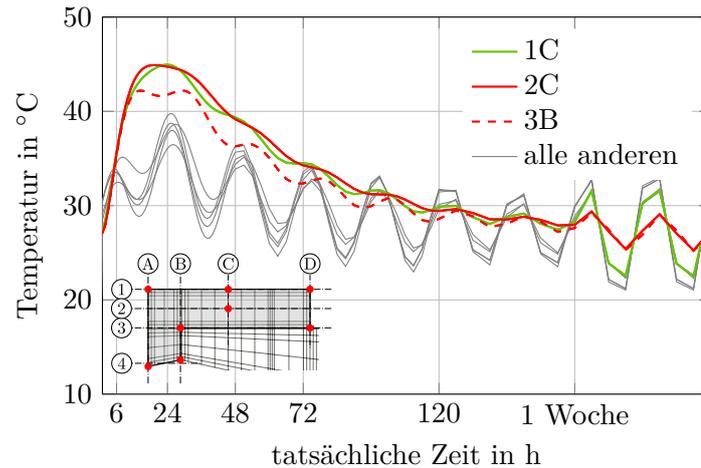


Abb. 4.3: Temperaturentwicklung im Randbalken

Randbalken Oberseite (Knoten 1C)

Die geringe Wärmeleitfähigkeit der darüberliegenden Dämmung bestimmt den Temperaturabfluss am Knoten 1C. Die aufgebrauchte Wärmedämmung und die große Wärmespeicherkapazität von Beton stauen die im Erhärtungsprozess freigesetzte Hydratationswärme an diesem Knoten auf.

Mit dem Erreichen des Temperaturmaximums sinkt die Temperatur allmählich ab und es stellt sich noch innerhalb des Zeitraumes mit Dämmung ein kontinuierliches Temperaturniveau gleich der mittleren Tagestemperatur $T_{a,m} = 27^\circ\text{C}$ in Knoten 1C ein. Mit Entfernen der Wärmedämmung erfährt die Temperatur in Knoten 1C eine Anpassung an den Tagesgang.

Randbalken Mitte (Knoten 2C und 3B)

Die freigesetzte Hydratationswärme beeinflusst maßgeblich den Temperaturverlauf der in der Mitte liegenden Knoten. Durch die relativ geringe Wärmeleitfähigkeit des Betons und der aufgebrauchten Wärmedämmung kann die schnell freigesetzte Hydratationswärme nur langsam abfließen und somit staut sie sich in der Bauteilmitte an. Die Erwärmung in Knoten 3B ist etwas geringer, da der Wärmeabfluss in das darunterliegende Brückentragwerk, welches selbst keine Wärme frei setzt, den Randbalken von unten abkühlt.

Nach Rückgang der Hydratationswärme stellt sich ein gleichbleibendes Temperaturniveau in diesem Knoten ein und mit Beendigung der Nachbehandlungsmaßnahmen ergibt sich eine niedrige Schwankung der Temperatur im Tagesverlauf, welche auf eine gedämpfte Reaktion auf den Tagesgang der Außentemperatur zurückzuführen ist.

Randbalken Eckpunkte (alle anderen Knoten)

Die anfängliche Erwärmung der Eckpunkte ist darauf zurückzuführen, dass die Frischbetontemperatur deutlich unter der zum Betonagezeitpunkt herrschenden Tagestemperatur

von $T_a(0) = 37^\circ\text{C}$ liegt. Aufgrund der hohen Umgebungstemperatur werden die Eckpunkte zu Beginn erwärmt und kühlen erst mit Rückgang der Außentemperatur ab.

Infolge des Erhärtungsprozesses findet nur eine geringfügige Erwärmung in den Eckpunkten des Randbalkens statt. Grund dafür ist der gute Temperaturabfluss an den Außenseiten des Randbalkens bzw. der erhöhte Wärmeabfluss an den Ecken durch die größere Oberfläche in diesem Bereich. Der Temperaturverlauf hängt maßgeblich von der Umgebungstemperatur sowie den Nachbehandlungsmaßnahmen ab. Dieser Effekt ist auch in Abb. 4.3 ersichtlich, da sich die Temperatur mit Beendigung der Nachbehandlung zum Zeitpunkt $t = 168\text{ h}$ an den Tagesgang anpasst.

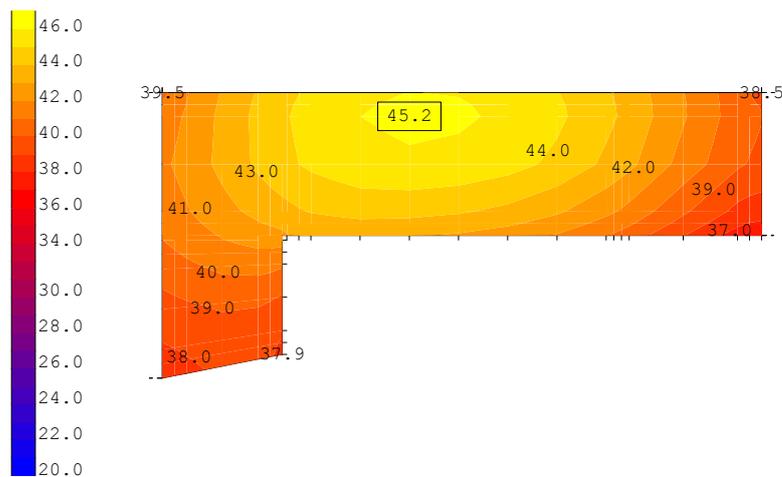


Abb. 4.4: Temperaturverteilung über den Querschnitt zum Zeitpunkt $t = 25.0\text{ h}$ in $^\circ\text{C}$

Für eine detaillierte Übersicht zur Temperaturverteilung im Querschnitt ist in Abb. 4.4 das Temperaturfeld für die maximale Temperatur im Querschnitt, zum Zeitpunkt $t = 25.0\text{ h}$, dargestellt. Besonders gut ersichtlich ist, dass sich das Maximum zwischen den Knoten 1C und 1B konzentriert.

4.3 Spannungsfeld

Die Spannungen im Randbalken werden zuerst als Gesamtspannungen im Materialpunkt und in weiterer Folge als Spannungen ohne Eigenspannungen dargestellt. Dieses Vorgehen ist für die Beurteilung der Rissgefahr notwendig, wie es in Abs. 1.4 beschrieben wird. Für die Spannungen im Zeitverlauf werden die Knotenspannungen ausgewählter Punkte wiedergegeben.

4.3.1 Gesamtspannungen im Materialpunkt

In Abb. 4.5 sind die Gesamtspannungen im Materialpunkt für beide Referenzfälle im direkten Vergleich dargestellt. Die Unterschiede der Spannungsverläufe ergeben sich durch die verschiedenen Lagerungsbedingungen der statischen Systeme und der somit

unterschiedlichen Behinderungsgrade. So geht im Grenzfall (a) jede Temperaturänderung bzw. das daraus resultierende Verformungsbestreben in eine Zwangsspannung über, da durch die beidseitige Zwängung der axiale Behinderungsgrad des Systems $a = 1$ ist. Bei dem optimistischen Fall (b) kann sich der Randbalken in Längsrichtung frei bewegen und wird nur durch die Dehnsteifigkeit des darunterliegenden Brückentragwerkes gezwängt. Dadurch fällt der axiale Behinderungsgrad des Systems geringer aus ($a = 0.65$ lt. Abs. 3.1.3) und es können sich nicht so große Zwangsspannungen aufbauen.

Im Detail werden nun die Unterschiede beider Fälle betrachtet und Zeitpunkte der Spannungsmaxima näher erklärt.

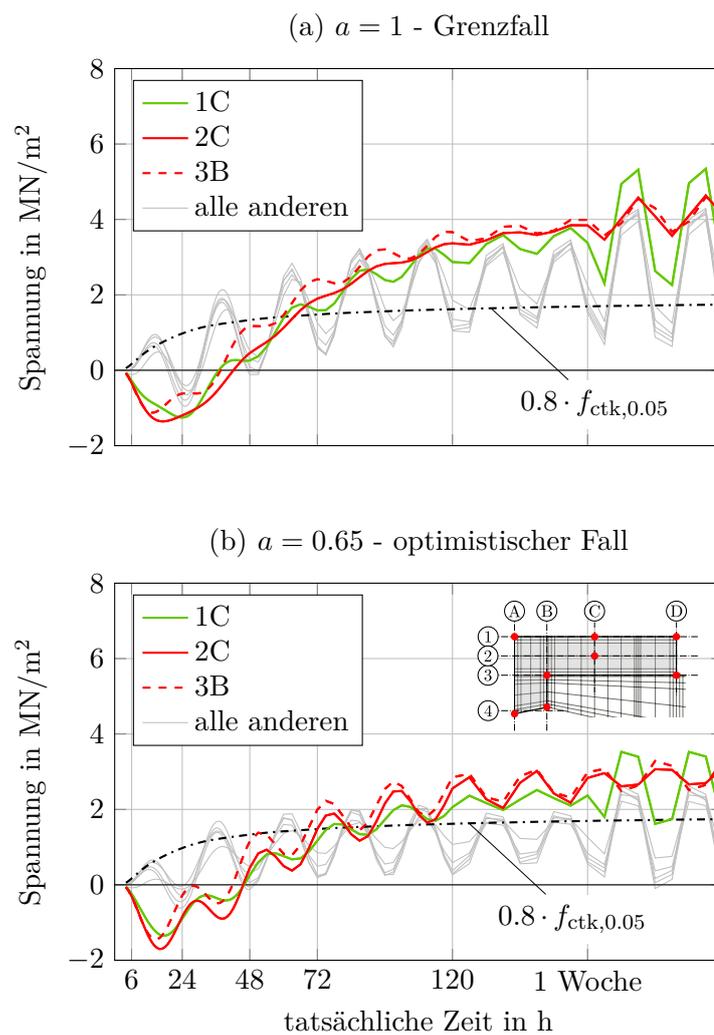


Abb. 4.5: Gesamtspannungen der 2 Referenzfälle

Randbalken Mitte (Knoten 1C, 2C, 3B)

Die maximale Druckspannung in Bauteilmitte entsteht zum Zeitpunkt $t = 17$ h bei Referenzfall (a) und $t = 16$ h bei Referenzfall (b). Die durch den Hydratationsprozess freigesetzte Wärme verursacht ein Ausdehnungsbestreben des Randbalkens, welches durch das Brückentragwerk behindert wird. Somit geht die Verformungseinwirkung in

eine Zwangbeanspruchung über und verursacht eine Druckspannung in Bauteilmitte, welche in der Folge des noch nicht voll entwickelten Elastizitätsmoduls eher gering ausfällt.

Beim optimistischen Fall wird die anfängliche Druckspannung durch einen weiteren Mechanismus erhöht. Zum Zeitpunkt des Druckspannungsmaximums liegt die Außentemperatur weit unter der Temperatur im Randbalken. Da das Brückentragwerk sich durch die niedrige Umgebungstemperatur abkühlt und sich daraus folgend zusammenzieht, erfährt der Randbalken eine zusätzliche Zwängung, mit der die Druckspannung erhöht wird ($t = 17$ h).

Das Temperaturniveau in Bauteilmitte bleibt für einige Stunden konstant, wohingegen die Temperatur im Brückentragwerk aufgrund der Umgebungstemperatur wieder ansteigt. Dadurch bleibt das innere Verformungsbestreben des Randbalkens gleich, während sich das Brückentragwerk wieder ausdehnt. Hierdurch wird die zuvor aufgebaute Druckspannung im Randbalken analog zum Mechanismus bei fallender Umgebungstemperatur abgebaut ($t = 30$ h).

In Abb. 4.6 sind die Knotenverschiebungen in Längsrichtung dargestellt, wodurch diese Effekte gut ersichtlich sind.

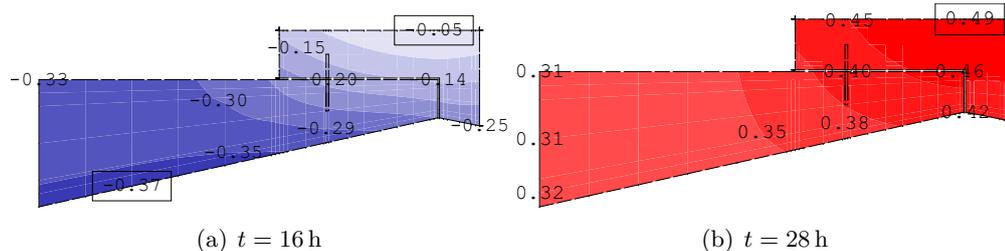


Abb. 4.6: Knotenverschiebung in x-Richtung in mm

Nach Erreichen des Temperaturmaximums ($t = 25$ h) erfährt der Randbalken eine Abkühlung bis die mittlere Bauteiltemperatur wieder erreicht wird. Das Brückentragwerk behindert das Verkürzungsbestreben infolge des Auskühlens des Randbalkens und verursacht Zugspannungen, welche aufgrund der zunehmenden Steifigkeit des erhärtenden Betons größer ausfallen als die zuvor aufgebauten Druckspannungen. Aufgrund der geringeren Behinderung des Referenzfalles (b) fallen die Zugspannungen nicht so groß aus, wie bei Referenzfall (a). Die Zugspannungsmaxima stellen sich mit Beendigung der Nachbehandlungsmaßnahmen in beiden Betrachtungsfällen an der Bauteiloberfläche (Knoten 1C) ein.

Randbalken Eckpunkte (alle anderen Knoten)

Die Spannungsverteilung der Eckpunkte im Randbalken ist vor allem von der Temperaturdifferenz zwischen Bauteilmitte und Bauteilrand abhängig. Zum Zeitpunkt der maximalen Druckspannung $t = 16 - 17$ h wird das Verformungsbestreben des Querschnittes infolge der Temperaturdifferenz durch das Ebenbleiben des Querschnittes behindert

und verursacht Eigenspannungen, welche in Bauteilmitte die Druckspannungen erhöhen und in den Eckpunkten Zugspannungen entstehen lassen.

Durch den Anstieg der Tagestemperatur wird die Differenz der Temperatur zwischen Bauteilmitte und -rand verringert, somit werden die Eigenspannungen reduziert und die Spannungen in den Eckpunkten gehen in Druckspannungen über, welche infolge des Ausdehnungsbestrebens des Randbalkens aufgrund der Hydratationswärme entstehen.

Der Tagesgang verursacht einen ständigen Auf- und Abbau der Spannungen in den Eckpunkten. Mit Beendigung der Nachbehandlungsmaßnahmen ($t = 1$ Woche) steigt die Spannungsdifferenz zwischen minimalem und maximalem Wert an.

In Abb. 4.7 und Abb. 4.8 sind die Spannungsfelder für die Zeitpunkte der Spannungsmaxima über den Querschnitt dargestellt.

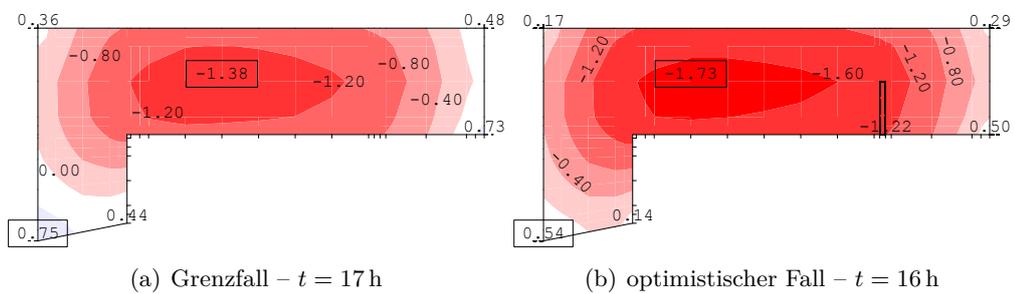


Abb. 4.7: Maximale Druckspannung in MN/m^2

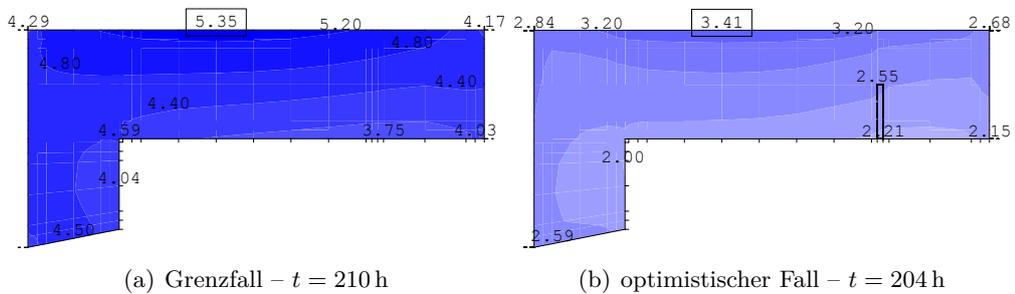


Abb. 4.8: Maximale Zugspannung in MN/m^2

4.3.2 Spannungen ohne Eigenspannungen

Die Berechnung der Spannungen ohne Eigenspannungen erfolgt mittels Integration der Gesamtspannungen über den Querschnitt. Als Ergebnis dieser Integration liegen die resultierenden Stabschnittgrößen (N , M_y und M_z) vor, aus denen anschließend die Spannungen ohne Eigenspannungen berechnet werden. Diese Spannungsverläufe werden für die Beurteilung der Makrorissgefahr benötigt, wie unter Abs. 1.4 beschrieben wird. Die Spannungen ohne Eigenspannungen verursachen Spannungsmaxima in den Eckpunkten des Querschnittes. Für eine bessere Übersichtlichkeit werden die Spannungen in den

Knoten 3B und 4B nicht dargestellt, da in diesen keine relevanten Spannungsmaxima auftreten. In Abb. 4.9 sind die Spannungen ohne Eigenspannungen im Zeitverlauf dargestellt.

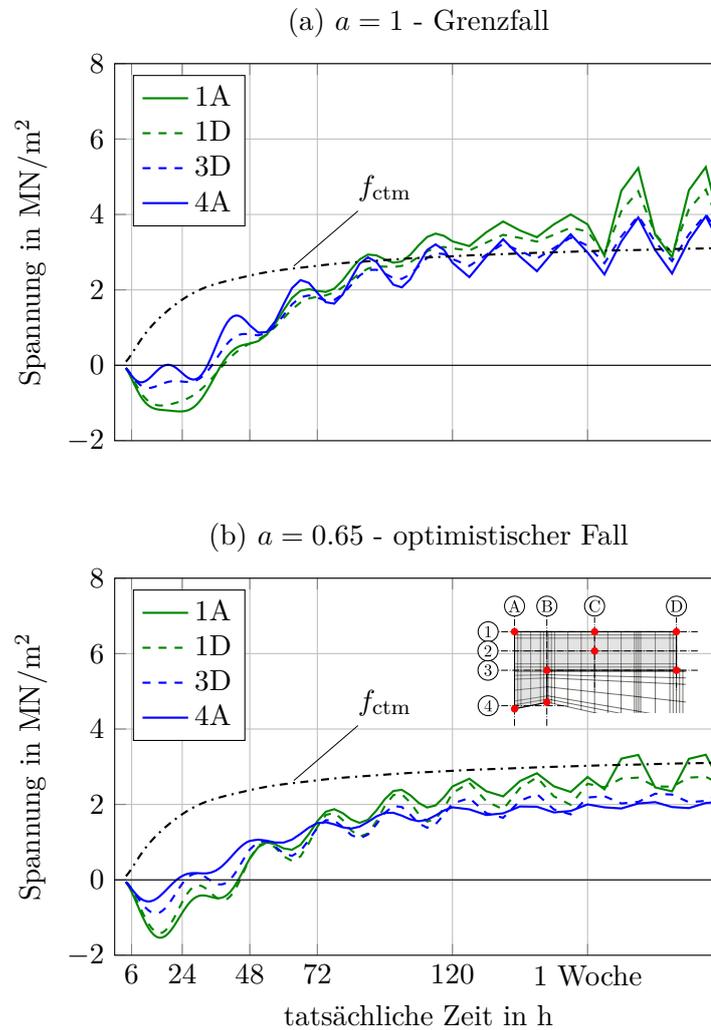


Abb. 4.9: Spannungen ohne Eigenspannungen

Grundsätzlich ist gut ersichtlich, dass der Verlauf erhärtungsbedingter Zwangsspannungen, d.h. der anfängliche Aufbau einer Druckspannung und in weiterer Folge der Übergang in eine größere Zugspannung, welche auf die fortschreitende Steifigkeitsentwicklung zurückzuführen ist, entspricht.

Durch die Bereinigung um die Eigenspannungen gehen die in Abb. 4.5 grau dargestellten Spannungen der Eckpunkte zu Beginn in Druckspannungen über. Weiters ist zu erkennen, dass die Spannungen bis zum Nachbehandlungsende nicht so stark vom Tagesgang beeinflusst werden wie die Gesamtspannungen. Dies ist darauf zurückzuführen, dass bei den zuvor betrachteten Gesamtspannungen die hohe Spannungsdifferenz über den Querschnitt durch die Eigenspannungen aufgebaut wurde. Mit Ende der Ausschfrist steigt die Spannungsdifferenz beim Referenzfall (a) höher an als bei Referenzfall (b).

Grund dafür ist die geringere Behinderung des optimistischen Falles.

4.4 Rissgefahr

Der Randbalken wird, wie in Abs. 1.4 erklärt, auf allgemeine Rissbildung als auch auf Makrorissbildung untersucht.

Für den allgemeinen Rissindex werden die Gesamtspannungen aus der FE-Berechnung mit der zugehörigen Zugfestigkeit $0.8 \cdot f_{ctk,0.05}(t)$ verglichen. Der Maximalwert gibt den Rissindex im Materialpunkt an.

Die Makrorissgefahr wird mit den Spannungen ohne Eigenspannungen untersucht, welche der jeweiligen mittleren Zugfestigkeit $f_{ctm}(t)$ gegenübergestellt werden. Der Makrorissindex wird mit dem Maximalwert angegeben.

Der Makrorissindex wird hier stets im Querschnitt zwischen zwei Bolzen ausgewertet. Zum einen wird die Rissgefahr im Querschnitt mit Bolzen vom Berechnungsmodell überschätzt, da hier der Kopfbolzendübel und der Beton schubfest miteinander gekoppelt sind und somit unrealistische Spannungsspitzen entstehen. Zum anderen ermöglicht die Auswertung im gewählten Querschnitt zwischen den Bolzen eine Vergleichbarkeit mit den Ergebnissen aus dem Grenzfall.

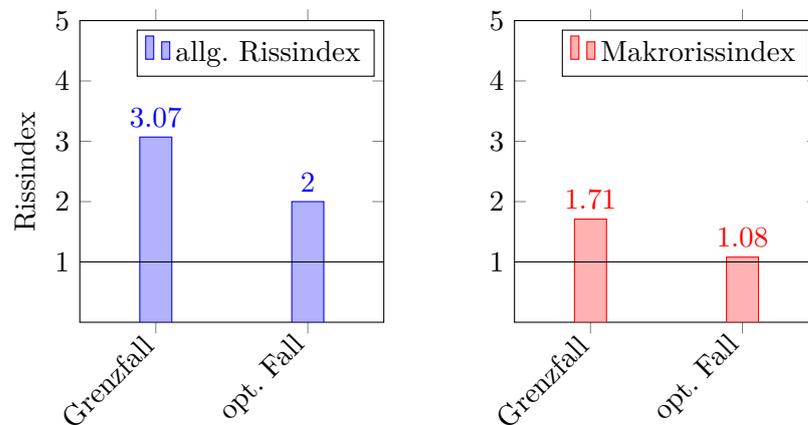


Abb. 4.10: Rissindex Materialmodell linear-elastisch

In Abb. 4.5, Abb. 4.9 als auch in Abb. 4.10 ist ersichtlich, dass es grundsätzlich immer zur Überschreitung der Zugfestigkeitsgrenzen kommt. Einflüsse der Viskoelastizität werden in der FE-Berechnung nicht berücksichtigt. Wie schon in Abs. 2.3.4 erwähnt, werden nun die ermittelten Rissindizes mit dem Faktor 0.7 abgemindert, um den günstigen Einfluss des viskoelastischen Verhaltens vereinfacht zu berücksichtigen.

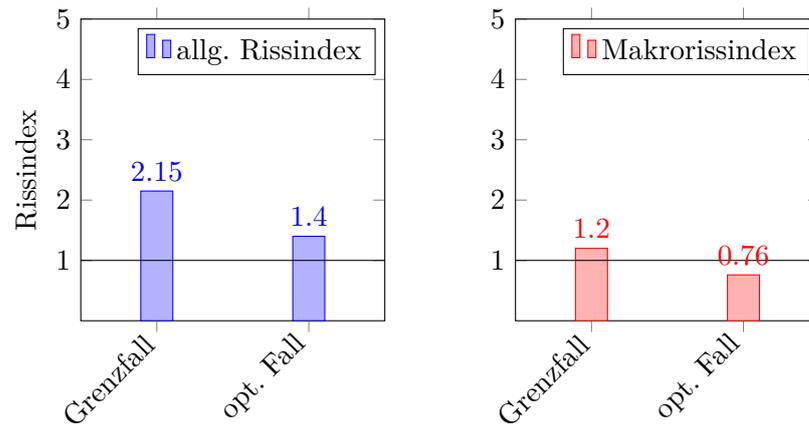


Abb. 4.11: Rissindex mit Berücksichtigung Viskoelastizität

In Abb. 4.11 ist ersichtlich, dass Rissbildung im Randbalken nicht generell ausgeschlossen werden kann, da der allgemeine Rissindex stets über der zulässigen Grenze liegt. Darüber hinaus muss für den Referenzfall (a) mit Behinderungsgrad $a = 1$ festgestellt werden, dass im Auskühlungsprozess bereits mit der Bildung von Makrorissen zu rechnen ist. Demgegenüber zeigt der Referenzfall (b) mit der teilweisen Behinderung noch keine Anzeichen für Makrorissbildung. Aus diesem Ergebnis lässt sich allerdings noch kein genereller Ausschluss von Trennrissbildung bei teilweise behinderten Systemen ableiten, da die Spannungsentwicklung vom Behinderungsgrad abhängig ist und dieser je nach Brücke variiert.

5 Numerische Parameterstudie

Im folgenden Kapitel werden die Einflüsse unterschiedlicher Parameter auf die Rissgefahr des Randbalkens mittels einer Parameterstudie untersucht. Ziel der Studie ist es, aus den gewonnenen Erkenntnissen eine Aussage treffen zu können, welche Parameter die Rissgefahr entscheidend beeinflussen. Weiters wird daraus ein realistisches Szenario abgeleitet, für welches in Kapitel 6 eine nähere Betrachtung der Rissproblematik erfolgt.

5.1 Beschreibung der Studie

In der Parameterstudie werden einzelne Parameter der in (Kapitel 3) definierten Referenzfälle variiert. Für jede Variation wird eine Berechnung durchgeführt, um den jeweiligen Einfluss darzustellen. Eine Kombination der einzelnen Variationen untereinander wird nicht vorgenommen.

Für die Minimierung des Berechnungsaufwandes werden thermische Einflussgrößen als auch Änderungen der Querschnittsgeometrie am Grenzfall und die Einflüsse von Bolzenabstand bzw. Dübelleiste am optimistischen Modell untersucht.

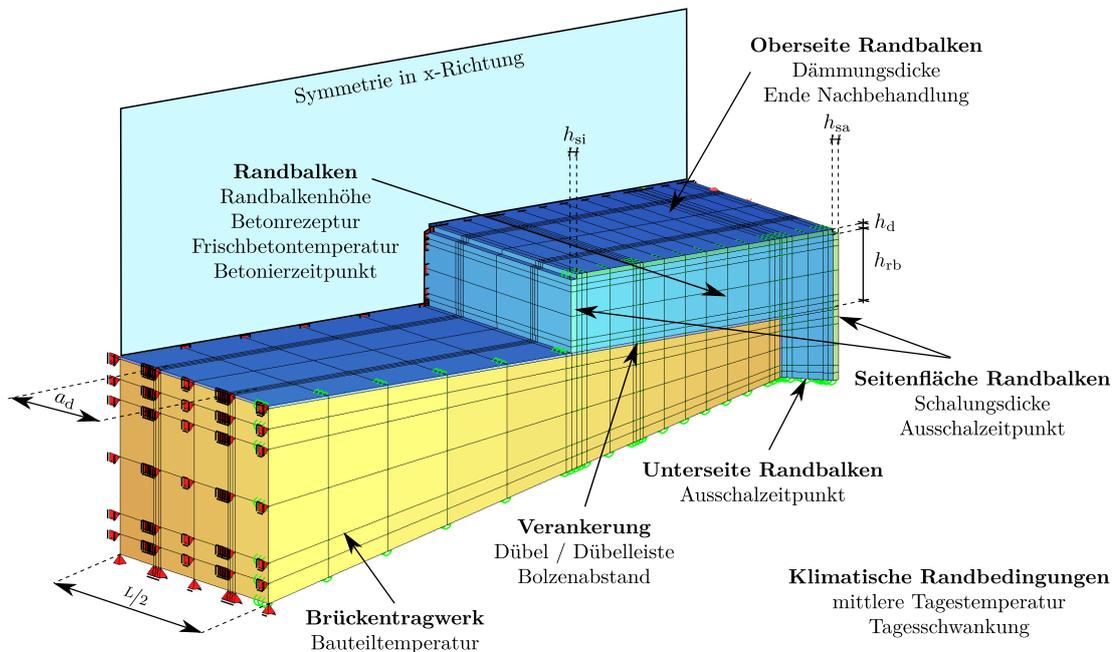


Abb. 5.1: FE-Modell mit Beschreibung der verändernden Parameter

In Abb. 5.1 sind die einzelnen Elemente mit den jeweiligen Änderungen ihrer Parameter dargestellt.

Bei der Auswahl der Parameter für die Studie wird versucht ein möglichst großes Spektrum an Möglichkeiten abzudecken. Weiters wird abgewogen, ob eine Variation sinnvoll ist bzw. diese Änderung in der Realität überhaupt anzutreffen ist. Die gewählten Parameter wurden am 21.11.2018 bei einer Sitzung in Wien mit dem Ausschuss für Brückenausrüstung besprochen. Im Folgenden wird die Wahl der einzelnen Parameter kurz erläutert.

Die Untersuchung von insgesamt vier verschiedenen Betonrezepturen geht auf die Bereitstellung der Versuchsergebnisse zurück. Nähere Information dazu können Kapitel 2 entnommen werden.

Im Entwurf der RVS 15.04.11 (2016) sind Begrenzungen der Frischbetontemperatur für die definierten Betonstandards vorgesehen. Allgemein steigt die Rissgefahr, wenn die Frischbetontemperatur über der mittleren Umgebungstemperatur liegt. Für die gezielte Abbildung der Auswirkungen einer erhöhten Frischbetontemperatur werden die mittlere Umgebungstemperatur sowie die Bauteiltemperatur des Brückentragwerkes abgesenkt.

In einer weiteren Variation wird das mittlere Temperaturniveau gesenkt. Dazu werden die mittlere Umgebungstemperatur, die Bauteiltemperatur des Brückentragwerkes und die Frischbetontemperatur um 5°C reduziert.

Die Auswertung des Referenzfalles ergibt, dass die Tagestemperaturschwankung einen hohen Einfluss auf den Spannungsverlauf im Randbalken hat. Aus diesem Grund wird in der Parameterstudie ein Temperaturszenario mit hoher und eines ohne Tagesschwankung berechnet.

Mit Änderung des Betonierzeitpunktes wird untersucht, ob dieser einen nennenswerten Einfluss auf die Rissgefahr besitzt. Da eine Betonage üblicherweise am Morgen oder am Nachmittag stattfindet, werden diese beiden Fälle betrachtet.

Unter dem Begriff Nachbehandlungsmaßnahmen können Wärmedämmung, Schalung und Ausschalzeitpunkt zusammengefasst werden. Im Referenzfall ist ersichtlich, dass die Dämmung das Temperaturniveau im Randbalken relativ lange hoch hält und daraus folgend der Einfluss nicht zu unterschätzen ist. Aus diesem Grund finden in der Parameterstudie Untersuchungen ohne bzw. mit 10 cm Dämmung statt.

Bei der Herstellung des Schrammbords aus Naturstein fungiert dieses oftmals auch als Schalung für den Randbalken. Dieser Effekt wird mit einer Dicken- sowie Materialänderung der inneren Schalung berücksichtigt.

An der Außenseite kann auch eine 5 cm dicke Schalung zum Einsatz kommen und somit erfolgt auch die Berechnung dieser Variation.

Der frühest mögliche Ausschalzeitpunkt ist lt. RVS 15.04.11 (2016) mit 72 h nach der Betonage festgelegt, wodurch sich dieser Wert als Variation für die Parameterstudie ergibt. Die Entfernung der Dämmung erfolgt zum gleichen Zeitpunkt. Nach dem Ausschalen

wird eine Abdeckung mit Folie bis zum Ende der ersten Woche in der Berechnung berücksichtigt.

Die Randbalkenhöhe kann je nach statischen Erfordernissen variieren. Die Mindesthöhe beträgt lt. RVS 15.04.11 (2016) 25 cm. Für bessere Erkenntnisse des Einflusses der Randbalkenhöhe wird dieser und auch ein 36 cm hoher Randbalken untersucht.

Grundsätzlich ergibt sich bei einem Sommerszenario mit hoher Tagesschwankung der Temperatur die maximale Zwangbeanspruchung. Für die Bestätigung dieser Aussage erfolgt die Berechnung eines Winterszenarios.

Bei der Befestigung von Randbalken kommen eingebohrte Dübel sowie Dübelleisten zum Einsatz, wie schon in Kapitel 3 erläutert. Somit wird in der Parameterstudie der Einfluss einer Dübelleiste im Vergleich zu eingebohrten Dübeln untersucht. Die Dübelabstände können je nach statischen Erfordernissen variieren und somit werden auch dafür Variationen durchgeführt.

In nachfolgender Tabelle sind die einzelnen Berechnungen der Parameterstudie mit ihrer jeweiligen Änderung zum Referenzfall dargestellt.

Tab. 5.1: Zusammenfassung der Variationen für die Parameterstudie

lfd. Nr.	Parameter	Variation		
1	Betonrezeptur	BR	SB	-
2	Betonrezeptur	BR	R3	-
3	Betonrezeptur	BR	R4	-
4	Bauteiltemperatur	T_{BT}	22	°C
	mittlere Tagestemperatur	$T_{a,m}$	22	°C
5	Frischbetontemperatur	T_{FB}	22	°C
	Bauteiltemperatur	T_{BT}	22	°C
	mittlere Tagestemperatur	$T_{a,m}$	22	°C
6	Tagesschwankung	$\Delta T_{a,var}$	± 15	°C
7	Tagesschwankung	$\Delta T_{a,var}$	± 0	°C
8	Betonierzeitpunkt	t_{BZ}	9	Uhr
9	Dämmung (oben)	h_d	0	cm
10	Dämmung (oben)	h_d	10	cm
11	Natursteinschalung (seitlich innen)	h_{si}	15	cm
12	Schalung (seitlich außen)	h_{sa}	5	cm
13	Ausschalzeitpunkt		72	h
	Nachbehandlungsende		168	h
14	Randbalkenhöhe	h_{RB}	25	cm
15	Randbalkenhöhe	h_{RB}	36	cm
16	Bauteiltemperatur	T_{BT}	5	°C
	Frischbetontemperatur	T_{FB}	10	°C
	mittlere Tagestemperatur	T	5	°C
	Tagesschwankung	ΔT	± 5	°C
17	eingebohrte Dübel / Dübelleiste		DL	-
18	Dübelabstand	a_b	33	cm
19	Dübelabstand	a_b	100	cm

5.2 Einfluss unterschiedlicher Parameter auf die Rissgefahr

Der Einfluss einzelner Parameter auf die Rissgefahr wird mit der Zu- bzw. Abnahme des Rissindex im Vergleich zum Referenzfall untersucht. Diese Auswertung erfolgt für den allgemeinen Rissindex als auch für den Makrorissindex mit Darstellung der prozentualen Veränderung gegenüber dem jeweiligen Referenzfall in Abb. 5.2, Abb. 5.3 und Abb. 5.4.

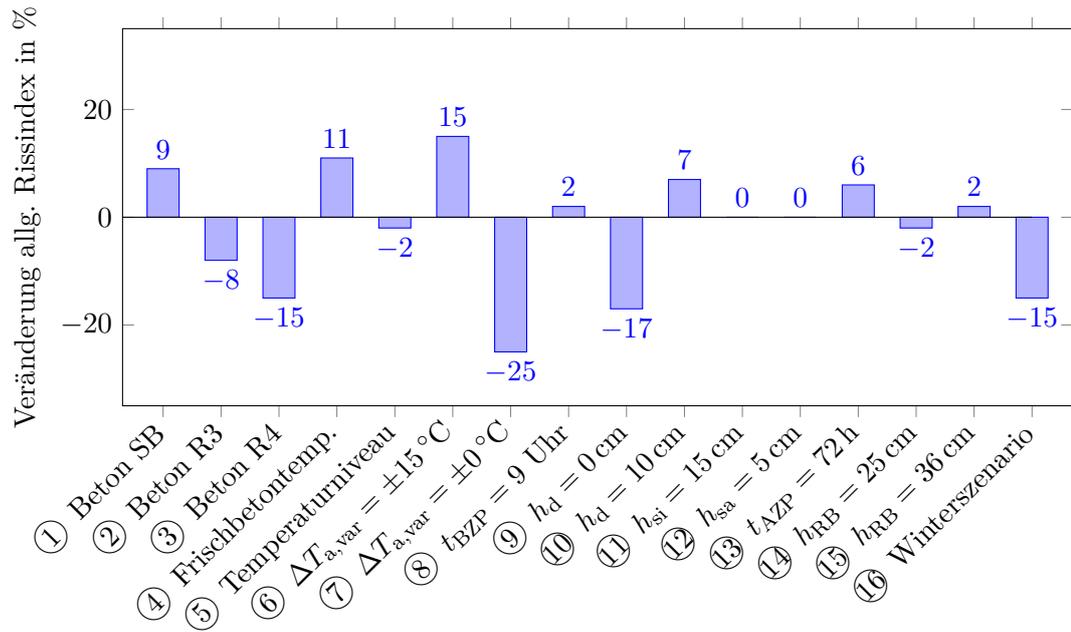


Abb. 5.2: Prozentuale Veränderung allg. Rissindex im Vergleich zum Grenzfall mit vollständiger Behinderung

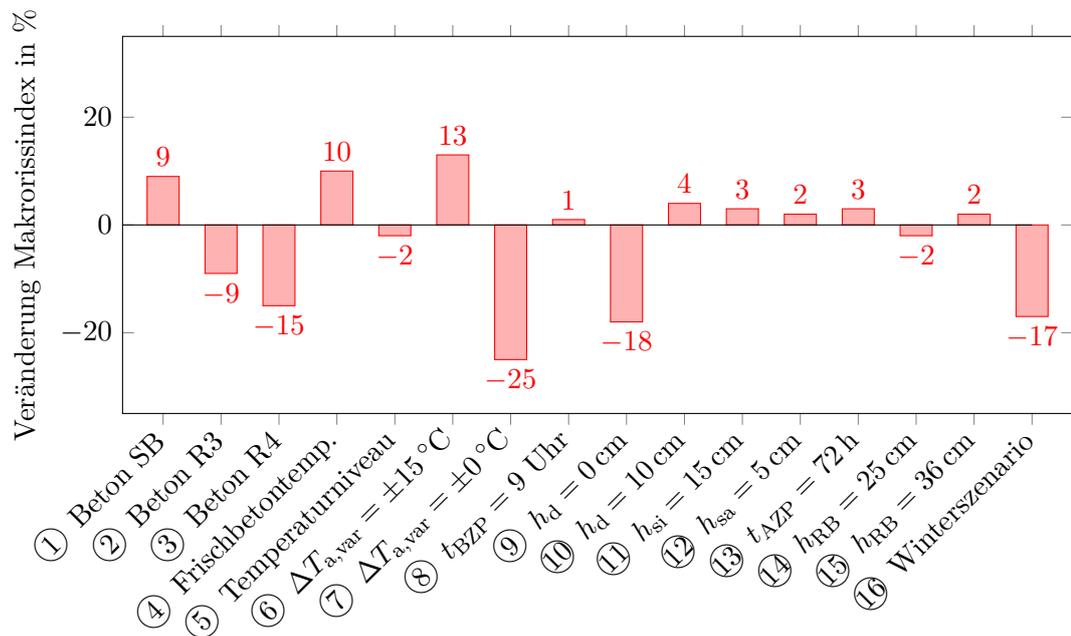


Abb. 5.3: Prozentuale Veränderung Makrorissindex im Vergleich zum Grenzfall mit vollständiger Behinderung

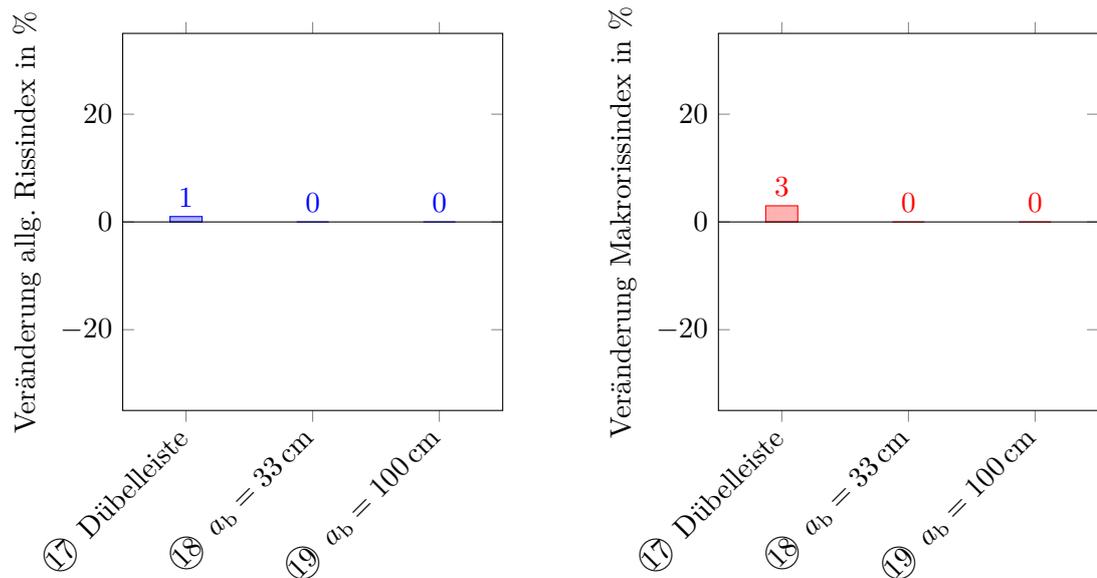


Abb. 5.4: Prozentuale Veränderung allg. Rissindex und Makrorissindex im Vergleich zum optimistischen Fall mit teilweiser Behinderung

In diesen Abbildungen ist der jeweilige Einfluss der einzelnen Parameter auf die Rissgefahr im Randbalken gut ersichtlich. Im nachfolgenden Abschnitt wird kurz auf die Veränderung des Rissindex der verschiedenen Berechnungen näher eingegangen.

5.2.1 Betonrezeptur

Die Betonrezeptur beeinflusst die Reaktionswärme des Hydratationsprozesses und in weiterer Folge die Elastizitätsmodul- und Zugfestigkeitsentwicklung. Für eine bessere Interpretation der Rissindexänderungen wird der Einfluss der Betonrezeptur auf die jeweiligen Entwicklungen in Abb. 5.5, Abb. 5.6 und Abb. 5.7 ohne die Beeinflussung durch Tagestemperaturschwankungen dargestellt.

Der Standardbeton erfährt eine starke Temperatursteigerung und daraus resultierend auch eine schnelle Steifigkeitsentwicklung. Insbesondere die geringe Zugfestigkeit ist für den schlechten Rissindex dieser Betonrezeptur verantwortlich.

Die Betonzusammensetzung R3 besitzt den höchsten Elastizitätsmodul und die höchste Zugfestigkeit. Aufgrund der hohen Steifigkeit können sich die größten Zwangsspannungen entwickeln. Durch die ebenfalls große Zugfestigkeit kann der Rissindex im Vergleich zum Referenzfall allerdings noch gesenkt werden.

Der Elastizitätsmodul baut sich bei der Betonrezeptur R4 am langsamsten auf, wodurch im Abkühlungsprozess eine größere Zugspannung im Vergleich zum R1 Beton entstehen kann. Durch die sehr große Zugfestigkeit kann auch in diesem Fall ein niedriger Rissindex erzielt werden.

Aus dem Vergleich zwischen den Betonrezepturen ist ersichtlich, dass diese die Rissgefahr durchaus signifikant beeinflussen können.

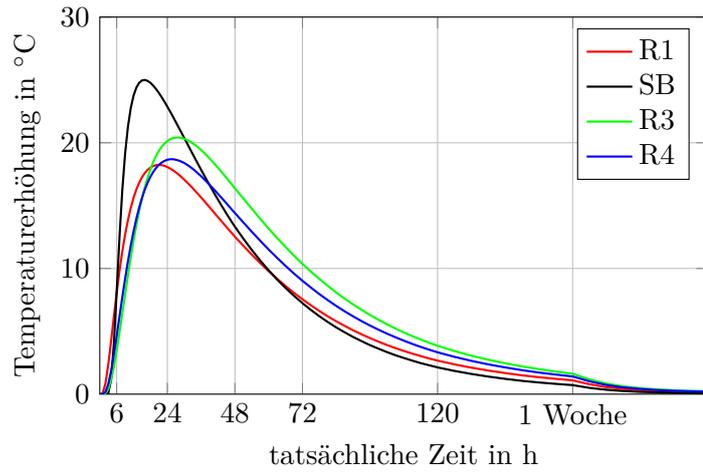


Abb. 5.5: Temperaturanstieg ΔT infolge Hydratation

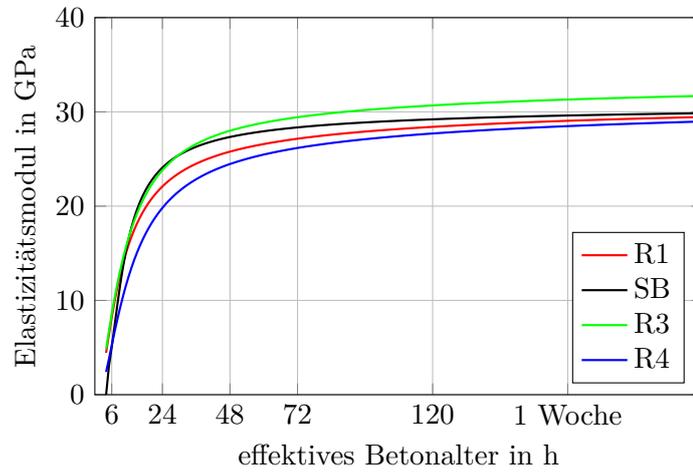


Abb. 5.6: Entwicklung des Elastizitätsmoduls E_c

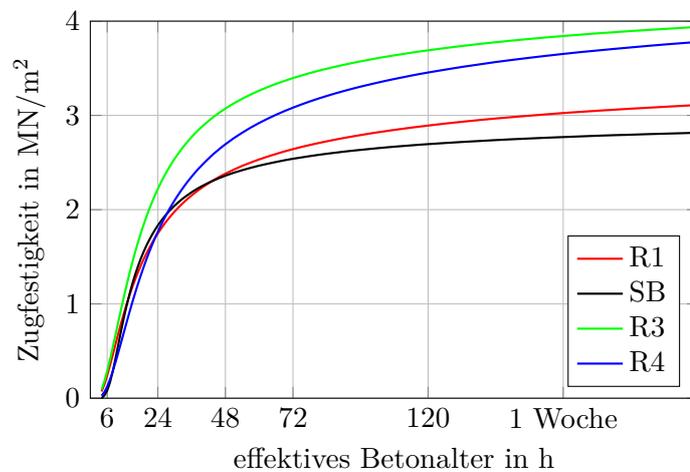


Abb. 5.7: Entwicklung der mittleren Zugfestigkeit f_{ctm}

5.2.2 Erhöhte Frischbetontemperatur

In der Parameterstudie wurde der Einfluss einer erhöhten Frischbetontemperatur mit einem Temperaturunterschied zur mittleren Umgebungs- und Bauteiltemperatur von 5 °C untersucht. Das Ergebnis zeigt einen Anstieg in der Rissgefahr von ca. 10 % gegenüber dem Referenzfall, da nun ein größerer Temperaturunterschied für die Auskühlung vorliegt. Eine Begrenzung der Frischbetontemperatur mit Blick auf die Umgebungstemperatur erscheint sinnvoll.

5.2.3 Temperaturniveau (Frischbeton- und mittlere Umgebungstemperatur)

Der Hydratationsprozess kann durch das Temperaturniveau im Beton beschleunigt oder auch verlangsamt werden. Die Senkung des Temperaturniveaus verzögert die Reaktionsgeschwindigkeit und daraus folgend die Wärmeentwicklung. Und weil der Abfluss der Hydratationswärme ein zeitlicher Prozess ist, ist die Erwärmung im Bauteil bei geringem Temperaturniveau insgesamt kleiner. Schließlich entstehen geringe Zwangsspannungen. Gleichzeitig verlangsamt die geringere Bauteiltemperatur aber auch die Elastizitäts- und Zugfestigkeitsentwicklung des Betons, sodass die Verringerung der Rissgefahr stark vom Risszeitpunkt abhängig wird. Im vorliegenden Fall mit einer generellen Absenkung des Temperaturniveaus um 5 °C wird allerdings nur ein geringer Einfluss festgestellt.

5.2.4 Tagestemperaturschwankung

Die Ergebnisse der Variation der Tagestemperaturschwankung bestätigen die in Kapitel 4 getätigte Aussage, dass die Umgebungstemperatur einen maßgeblichen Einfluss auf die Rissgefahr im Randbalken hat. Aufgrund der geringen Dicke des Randbalkens beeinflusst der Tagesgang das gesamte Bauteil und die dabei entstehenden Spannungen können nicht nur als Oberflächenproblem wahrgenommen werden.

5.2.5 Betonagezeitpunkt

Bei einer Vormittagsbetonage erfährt der Randbalken einen zusätzlichen Temperaturanstieg, da die Umgebungstemperatur ihrem Tagesmaximum zusteuert, wodurch eine geringe Beschleunigung des Hydratationsprozesses stattfindet. Dadurch erfolgt eine etwas schnellere Elastizitätsmodul- und Zugfestigkeitsentwicklung. Die geringfügige Verschlechterung des Rissindex lässt sich auf das größere Auskühlungspotential bei einer Vormittagsbetonage im Vergleich zur Nachmittagsbetonage zurückführen, da sich, wie zuvor schon erwähnt, ein höheres Temperaturmaximum einstellt.

5.2.6 Nachbehandlungsmaßnahmen

Die erste Aussage, welche über die untersuchten Nachbehandlungsmaßnahmen getroffen werden kann, ist, dass grundsätzlich nur die Berechnung ohne Dämmung einen positiven Effekt auf die generelle Rissgefahr im Randbalken besitzt.

Die Begründung für diese Aussage lässt sich auf den Temperaturanstieg zurückführen, welcher bei der Berechnung mit Dämmung viel höher ausfällt als bei der ohne. Die Wärmedämmung verhindert das Entweichen der entstehenden Reaktionswärme und somit kann sich ein höheres Temperaturniveau aufbauen. Die Variante ohne Dämmung verzeichnet auch einen Temperaturanstieg, jedoch fällt dieser synchron mit der Umgebungstemperatur ab, wenn diese sich ihrem Minimum nähert.

Durch das niedrigere Abkühlungspotential der Berechnung ohne Dämmung können sich keine so großen Zugspannungen wie bei der Berechnung mit Dämmung aufbauen.

Grundsätzlich ist zu beachten, dass mit Dämmung Rissbildung im Anfangsstadium ausgeschlossen werden kann, da der Randbalken besser vor der Umgebungstemperatur geschützt wird. Durch den höheren Temperaturanstieg kann durch den Einsatz von Dämmung jedoch generelle Rissbildung nicht ausgeschlossen werden.

Die Erhöhung der Dämmstärke verursacht einen noch höheren Temperaturanstieg im Randbalken, wodurch die Rissgefahr weiter ansteigt. Die Änderung der Schalungsdicke erhöht das Potenzial der Rissgefahr minimal, was auf den gleichen Effekt wie bei der Dämmung zurückzuführen ist.

Das Herabsetzen des Ausschalzeitpunktes verursacht eine frühere Beeinflussung des Temperaturverlaufes durch die Umgebungstemperatur. Der kritische Zeitpunkt für die Rissgefahr tritt dadurch früher ein, wodurch die Zugfestigkeit geringer ist und somit die Rissindexänderung erklärt werden kann.

Abschließend ist über den Einfluss der Nachbehandlungsmaßnahmen zu sagen, dass sie doch relativ großen Einfluss auf die Rissgefahr haben, da der Randbalken vor allem durch die Umgebungstemperatur beeinflusst wird.

5.2.7 Randbalkenhöhe

Die Beeinflussung des Rissindexes durch die Randbalkenhöhe ist auf die Temperaturentwicklung infolge Hydratation zurückzuführen. Bei einer vergrößerten Randbalkenhöhe steigt die Bauteiltemperatur an, da die erzeugte Reaktionswärme bei dicken Bauteilen aufgrund der geringen Wärmeleitfähigkeit von Beton nicht so schnell abfließen kann. Das erhöhte Temperaturniveau baut eine größere Druckspannung auf, welche durch den Auskühlungsprozess in eine noch größere Zugspannung übergeht, da eine höhere Temperaturdifferenz zu überwinden und zu diesem Zeitpunkt eine höhere Randbalkensteifigkeit vorhanden ist. Dieser Effekt führt zur leicht erhöhten Rissgefahr im Gegensatz zu einer geringeren Randbalkenhöhe.

5.2.8 Winterszenario

Bei dem Winterszenario verzögert die niedrige Frischbeton- und Umgebungstemperatur den Hydratationsprozess, wodurch auch die Steifigkeits- und Zugfestigkeitsentwicklung verlangsamt wird. Diese verzögerte Entwicklung der Materialeigenschaften beeinflusst die Einwirkungs- und Widerstandsseite, wodurch jedoch keine signifikante Änderung des Rissindex zu erwarten ist. Der markante Rückgang der Rissgefahr lässt sich zum einen auf den niedrigeren Temperaturanstieg und folge dessen geringeren Auskühlungspotentials und zum anderen auf die geringere Tagestemperaturschwankung im Winter zurückführen.

5.2.9 Dübelabstand und Dübelleiste

Der Dübelabstand besitzt lt. Parameterstudie keinen Einfluss auf die Rissgefahr des Randbalkens. Grund dafür ist, dass die maximale Zwangbeanspruchung bei der betrachteten Brückenlänge von 30 m bereits aufgebaut ist. Eine Erhöhung der Bolzenanzahl führt lediglich dazu, dass die Zwangbeanspruchung auf einer kürzeren Länge aufgebaut werden kann.

Der Einsatz einer Dübelleiste führt den Schubverbund etwas steifer aus. Dadurch steigt der Behinderungsgrad des Systems leicht an und durch die Zunahme der behinderten Spannungen erhöht sich der Rissindex minimal.

6 Realistisches Szenario

Aus den Erkenntnissen der Parameterstudie wird ein realistisches Szenario zusammengefügt, aus welchem nähere Aussagen über die Rissgefahr, den Rissabstand und die Rissbreite getroffen werden können. Das folgende Kapitel beinhaltet neben der Beschreibung des realistischen Szenarios auch den Einfluss der Bewehrung auf die Rissbildung sowie eine Berechnung der erforderlichen Mindestbewehrung als Vergleich für den in der RVS 15.04.11 (2016) enthaltenen Bewehrungsvorschlag.

6.1 Beschreibung realistisches Szenario

Für die Auswahl der einzelnen Parameter werden unter anderem die Resultate der Parameterstudie herangezogen als auch zusätzliche Überlegungen zur Randbalkenherstellung in der Baupraxis berücksichtigt. Im Nachfolgenden werden die gewählten Parameter kurz erläutert.

Die Berechnung erfolgt analog zum Referenzfall für den Grenzfall mit vollständiger Behinderung und einen optimistischen Fall mit teilweiser Behinderung.

Im Entwurf der RVS 15.04.11 (2016) werden zwei verschiedene Betonstandards definiert, welche für die Herstellung von Randbalken zum Einsatz kommen sollen. Dabei handelt es sich zum einen um einen Standardbeton und zum anderen um einen optimierten Beton, für welchen die Laboruntersuchungen durchgeführt wurden. Die Berechnung des realistischen Szenarios erfolgt nun für zwei unterschiedliche Betonrezepturen, damit sie im direkten Vergleich dargestellt werden können. Für die Auswahl des optimierten Betons bekommt die Betonzusammensetzung R4 gegenüber dem Beton R3 den Vorzug, da sie bessere Eigenschaften hinsichtlich der Minimierung der Rissgefahr besitzt.

Das verwendete Temperaturszenario setzt sich aus einer anfänglichen, mittleren Umgebungstemperatur von 25 °C und einer Tagestemperaturschwankung von ± 10 °C zusammen. Nach $t = 24$ h erfolgt eine kontinuierliche Absenkung der Umgebungstemperatur auf 20 °C bis zum Zeitpunkt $t = 168$ h, wodurch ein ungünstiger jedoch realistischer Temperaturabfall simuliert wird. Dieser Umgebungstemperaturverlauf ist in Abb. 6.1 bildlich dargestellt.

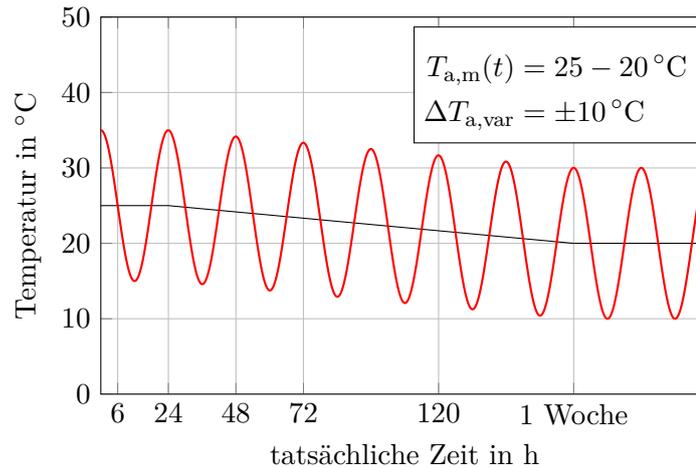


Abb. 6.1: Umgebungstemperaturverlauf für das realistische Szenario

Durch Anpassung der Frischbetontemperatur an die zu Beginn der Betonage vorhandenen mittleren Umgebungstemperatur beträgt erstere 25 °C . Die Nachbehandlungsmaßnahmen werden an die Realität angepasst und somit erfolgt das Ausschalen nach 72 h und die darauf folgende Abdeckung mit Folie endet nach 168 h.

Alle anderen Parameter werden identisch zum Referenzfall angenommen und in Tab. 6.1 sind alle gewählten Parameter nochmals zusammengefasst.

Tab. 6.1: Zusammenfassung der gewählten Parameter für das realistische Szenario

Parameter	realistisches Szenario		
Betonrezeptur	BR	SB bzw. R4	-
Frischbetontemperatur	T_{FB}	25	°C
Bauteiltemperatur	T_{BT}	25	°C
mittlere Tagestemperatur	$T_{\text{a,m}}$	25	°C
Tagesschwankung	$\Delta T_{\text{a,var}}$	± 10	°C
Betonierzeitpunkt	t_{BZP}	15	Uhr
Dämmung (oben)	h_{d}	2	cm
Schalung (seitlich innen)	h_{si}	2.7	cm
Schalung (seitlich außen)	h_{sa}	2.7	cm
Schalung (unten)	h_{s}	2.7	cm
Ausschalzeitpunkt	t_{AZ}	72	h
Nachbehandlungsende	t_{NB}	168	h
Randbalkendicke	h_{rb}	30	cm
eingebaute Dübel / Dübelleiste		Dübel	-
Dübelabstand	a_{b}	50	cm

6.2 Rissgefahr

Die Beurteilung der Rissgefahr erfolgt analog zu Kapitel 4 und Kapitel 5 mit dem allgemeinen Rissindex und dem Makrorissindex. Die Rissindizes berücksichtigen die Viskoelastizität des Betons und können Abb. 6.2 für den Grenzfall und Abb. 6.3 für den optimistischen Fall entnommen werden.

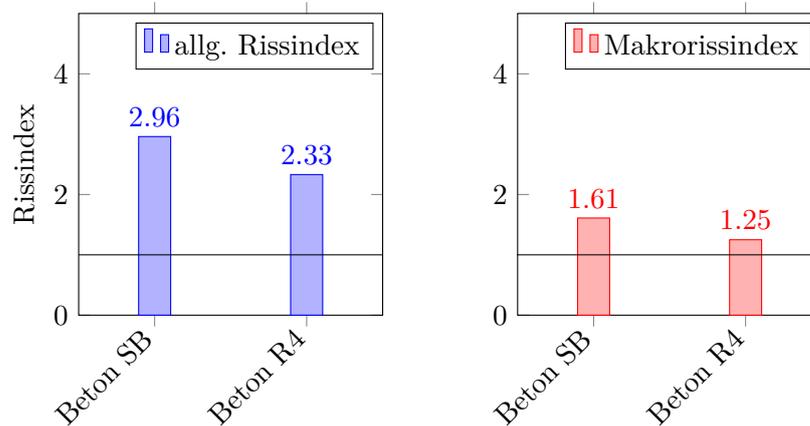


Abb. 6.2: Rissindex – Grenzfall mit vollständiger Behinderung

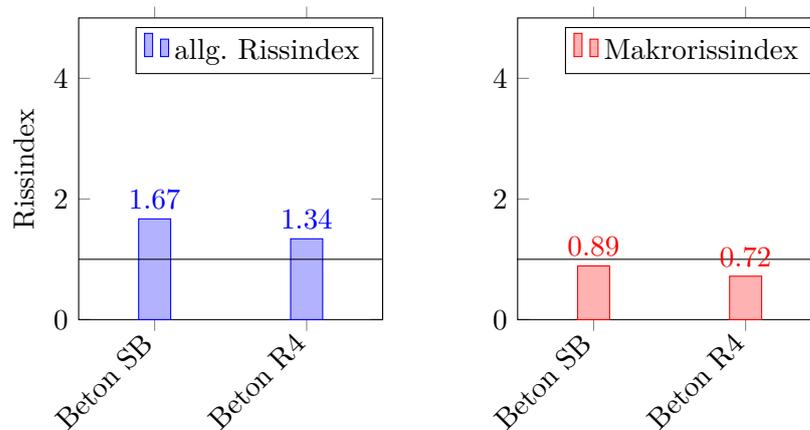


Abb. 6.3: Rissindex – optimistischer Fall mit teilweiser Behinderung

Die Entstehung von oberflächennahen Anrissen kann aufgrund der exponierten Lage vom Randbalken am Brückentragwerk in beiden Fällen nicht ausgeschlossen werden. Die besonders hohe Abhängigkeit vom Tagesgang der Umgebungstemperatur führt zu großen Zwangsspannungen und auch Eigenspannungen über den Querschnitt, wodurch eine hohe allgemeine Rissgefahr entsteht.

Die Gefahr für Makrorisse ist generell bei Brückenrandbalken gegeben. Beim optimistischen Fall mit teilweiser Behinderung kann das Makrorisskriterium erfüllt werden. Da die Spannungsentwicklung im Randbalken jedoch vom Behinderungsgrad der betrachteten Brücke abhängig ist, kann Trennrissbildung generell nicht ausgeschlossen werden.

Mit den getätigten Überlegungen zur Rissgefahr des Randbalkens auf Grundlage des realistischen Szenarios ergibt sich, dass im Allgemeinen eine die Rissbreiten begrenzende Bewehrung erforderlich ist.

6.3 Rissbild ohne Bewehrung für den Grenzfall

In diesem Abschnitt wird das entstehende Rissbild für einen Randbalken mit vollständiger axialen Behinderung ermittelt, welches sich ohne Berücksichtigung einer Bewehrung einstellt. Die nähere Betrachtung des Rissbildes erfolgt mit der Betonrezeptur SB.

6.3.1 Simulation der Rissbildung im Modell

Für die Simulation der Rissbildung im Berechnungsmodell wird zunächst das Berechnungsmodell für den Grenzfall auf eine Länge von 15 m ausgedehnt, wobei die beidseitige Einspannung für die Randbedingung erhalten bleibt. In diesem Modell wird dann die Rissbildung in einem Querschnitt mit kritischer Zugspannung abgebildet. Da sich die Spannungen in der Ebene der Kopfbolzendübel infolge Lasteinleitung konzentrieren, ist davon auszugehen, dass Risse stets in diesen Querschnitten auftreten.

Zunächst wird die Spannungsgeschichte im Modell ohne Rissbildung bis zum kritischen Zeitpunkt simuliert. In einem weiteren Berechnungsschritt wird für den maßgebenden Lastfall, d.h. jener mit der höchsten Zugspannung, ein Riss im System eingefügt. Dazu wird eine Volumenelementenreihe in der Mitte des Systemausschnittes entfernt. Das Ergebnis dieser Vorgehensweise ist anhand der Normalspannungen in x-Richtung in Abb. 6.6 vor bzw. in Abb. 6.10 nach der Rissbildung dargestellt.

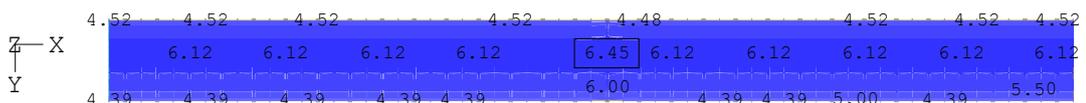


Abb. 6.4: Normalspannungen in x-Richtung ohne Rissbildung in MN/m^2

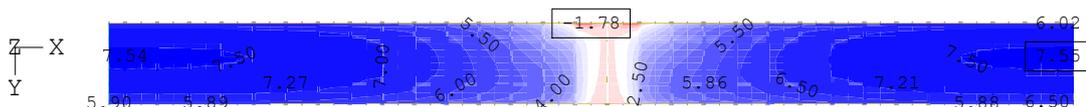


Abb. 6.5: Normalspannungen in x-Richtung mit Rissbildung in MN/m^2

6.3.2 Rissbreite und Rissabstand

Für die Bestimmung des Rissabstandes werden nun im Lastfall mit Rissbildung die benachbarten Querschnitte neben dem eingefügten Riss mit Blick auf die Bildung weiterer Trennrisse ausgewertet. Hierzu werden in den Querschnitten mit Kopfbolzendübeln die Spannungsmaxima ohne Eigenspannungen ermittelt und mit der mittleren Zugfestigkeit verglichen. Sobald ein Querschnitt mit erneuter Gefahr von Trennrissbildung gefunden wurde wird der Abstand zum Querschnitt des Erstrisses ermittelt. Dieser Abstand entspricht dem größten Rissabstand. Im vorliegenden Fall ergibt sich für den Rissabstand $l_{cr} = 1.0$ m.

Die Ermittlung der Rissbreite erfolgt im gleichen Berechnungsmodell über die relative Knotenverschiebung der an den Riss angrenzenden Knoten. Für das System ohne Bewehrung ergibt sich aus dem FE-Modell mit nachträglicher Berücksichtigung der Viskoelastizität für den Erstriss zunächst eine Rissbreite von $w = 0.65$ mm. Selbst ohne Bewehrung entstehen aber durch die Verformungsbehinderung über die Kopfbolzendübel neue Risse. Durch die Berücksichtigung der weiteren Risse im Abstand von $l_{cr} = 1.0$ m und der Viskoelastizität sinkt die Rissbreite im Erstriss auf $w = 0.17$ mm.

6.4 Rissbild mit Bewehrung für den Grenzfall

Das Rissbild mit Berücksichtigung der Bewehrung für einen Randbalken mit vollständiger axialen Behinderung wird in diesem Abschnitt betrachtet. Die Auswertung erfolgt analog zu Abs. 6.3 mit der Betonrezeptur SB.

6.4.1 Bewehrung gemäß RVS

Für genauere Untersuchungen des Rissabstandes und der Rissbreite ist es notwendig, die vorhandene Bewehrung im FE-Modell abzubilden. Für Randbalken mit einer Bauteildicke zwischen $24 \text{ cm} \leq h < 27 \text{ cm}$ beträgt die empfohlene Längsbewehrung nach RVS 15.04.11 (2016):

$$\varnothing 12 \text{ mm} / s = 12.5 \text{ cm}$$

Dieser Bewehrungsvorschlag wird für alle nachfolgenden Berechnungen übernommen und daraus ergibt sich für die vorhandene Randbalkengeometrie ein Bewehrungsgrad von:

$$\rho_{s,\text{vorh}} = 0.63 \%$$

6.4.2 Implementierung der Bewehrung im Modell mit Rissbildung

Das Vorgehen für die Implementierung eines Risses im System erfolgt analog zu Abs. 6.3.1.

Die Längsbewehrung wurde im System mit QUAD-Elementen abgebildet, deren Querschnittsfläche äquivalent zur Bewehrungsfläche ist. Hintergrund dieser Vorgehensweise ist die Netzteilung des Berechnungsmodells. In der Realität kann davon ausgegangen werden, dass die Längsbewehrung im Querschnitt umlaufend mit annähernd gleichen Stababständen angeordnet ist. Eine Modellierung von Bewehrungsstäben in den Knoten würde aber zu einer unregelmäßigen Verteilung der Bewehrung im Querschnitt führen. Mit der verschmierten Modellierung mittels QUAD-Elementen kann dies umgangen werden. Die Bewehrung wird mit einem Randabstand von 5 cm abgebildet.

Darüber hinaus ist im Berechnungsmodell mit Bewehrung darauf zu achten, dass der Schlupf in der Einleitungslänge angemessen berücksichtigt wird. Im Modell wird die eingelegte Bewehrung zunächst schubfest an die Volumenelemente des Betons gekoppelt. Allerdings wird dann die Steifigkeit der Bewehrungselemente im Riss so modifiziert, dass die Längenänderung des Bewehrungselementes im Riss der Längenänderung der Bewehrung über die gesamte Einleitungslänge entspricht. Dies erfolgt über das Gleichsetzen der Rissöffnung für einen Einzelriss mit Berücksichtigung der Verbundeigenschaften und Rissöffnung im FE-Modell ohne Berücksichtigung der Verbundeigenschaften, wie nachfolgend dargestellt.

Rissöffnung für einen Einzelriss mit Berücksichtigung der Verbundeigenschaften:

$$w_k = \frac{0.4 \cdot \sigma_s^2 \cdot d_s}{3.6 \cdot f_{ctm}(t) \cdot E_s} \quad (6.1)$$

Rissöffnung im FE-Modell ohne Berücksichtigung der Verbundeigenschaften:

$$w_k = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot a \quad (6.2)$$

Der Abstand a ist im Berechnungsmodell fest vorgegeben und kann nicht geändert werden. Aus diesem Grund wird im Berechnungsmodell eine Steifigkeitsabminderung für die Bewehrungselemente im Riss vorgenommen, sodass das Gleichgewicht aus Glg. (6.1) und Glg. (6.2) erfüllt ist. Diese Modifikation der Bewehrung ist ein iterativer Prozess, wobei das Gleichgewicht in der Regel mit 5 Iterationsschritten gefunden wurde.

Das Ergebnis dieser Berechnung mit Bewehrung ist anhand der Normalspannungen in x-Richtung in Abb. 6.6 vor und in Abb. 6.10 nach der Rissbildung dargestellt.

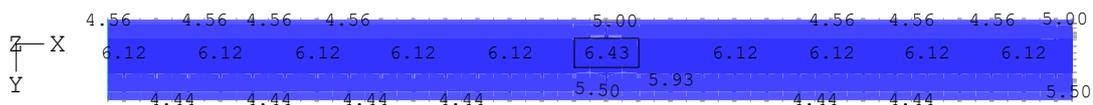


Abb. 6.6: Normalspannungen in x-Richtung ohne Rissbildung in MN/m²

Berechnungsmodell mit Bewehrung, dass sich eine kritische Zugbeanspruchung schon im Querschnitt des nächsten Kopfbolzendübels aufbaut. Der Rissabstand beträgt somit $l_{cr} = 0.5$ m.

Durch die Berücksichtigung der weiteren Risse im Abstand von $l_{cr} = 0.5$ m und der Viskoelastizität sinkt die Rissbreite im Erstriss auf $w = 0.09$ mm.

6.5 Einfluss der äußeren Zwängung der Brücke auf den Rissabstand

Makrorissbildung kann für den optimistischen Fall mit einem Behinderungsgrad von $a = 0.65$ gemäß Abs. 6.2 ausgeschlossen werden. Die äußere Behinderung des Brückenrandbalkens kann sich allerdings abhängig vom Brückentragwerk ändern, wodurch Rissbildung bei teilweiser Behinderung ganzheitlich nicht ausgeschlossen werden kann. Für eine Abschätzung des Verhaltens von teilweise gezwängten Systemen mit Rissbildung wird deshalb für den optimistischen Fall ($a = 0.65$) eine Berechnung mit Rissbildung durchgeführt. Diese Betrachtung erfolgt wieder für den Beton SB und ohne Bewehrung.

In Abb. 6.9 ist gut ersichtlich, dass die erforderliche Länge zum Aufbau einer kritischen Zugbeanspruchung deutlich ansteigt, wodurch sich der Rissabstand vergrößert. Er ergibt sich im vorliegenden Fall mit $l_{cr} = 3.75$ m. Und aus der Verschiebung der Knoten am Riss ergibt sich eine Rissbreite ohne Bewehrung und mit nachträglicher Berücksichtigung der Viskoelastizität von $w = 0.17$ mm.

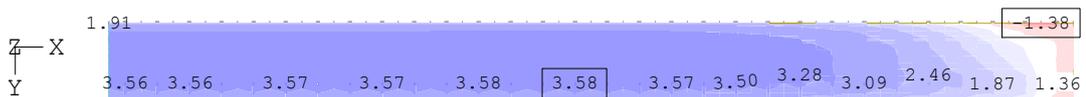


Abb. 6.9: Normalspannungen in x-Richtung ohne Rissbildung in MN/m^2

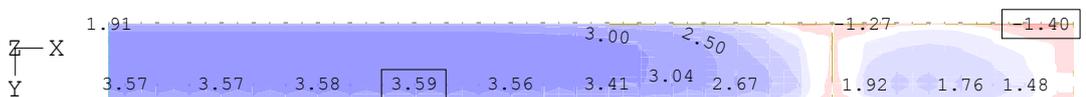


Abb. 6.10: Normalspannungen in x-Richtung mit Rissbildung in MN/m^2

6.6 Einfluss der Betonrezeptur auf das Rissbild

Die Untersuchungen zur Rissbildung wurden zunächst eingehend für den Standardbeton SB dargestellt. Alle Berechnungen wurden außerdem für die optimierte Rezeptur R4 durchgeführt. In der folgenden Tabelle sind die zuvor ausführlich dargestellten Ergebnisse des Betons SB denen der Betonrezeptur R4 gegenübergestellt.

Tab. 6.2: Gegenüberstellung der Ergebnisse der Rissbildauswertung von Beton BS und R4

	Beton	ohne Bew.	mit Bew.	ohne Bew.
	-	$a = 1$	$a = 1$	$a = 0.65$
Rissabstand	BS	1.00	0.50	3.75
in m	R4	1.75	0.50	5.25
Rissbreite Erstriss	BS	0.65	0.39	0.17
in mm	R4	0.67	0.36	0.23
Rissbreite geometrisch eingestelltes	BS	0.17	0.09	
Rissbild in mm	R4	0.32	0.09	

6.7 Mindestbewehrung nach EUROCODE 2

Die maßgebende Zwangbeanspruchung im Brückenrandbalken entspricht dem zentrischen Zwang. Für diese Beanspruchung wird im folgenden Abschnitt die erforderliche Mindestbewehrung nach EN 1992-1-1 (2015) ermittelt. Dafür gilt:

$$A_{s,\min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,\text{eff}} \cdot \frac{A_{ct}}{\sigma_{s,\text{zul}}} \quad (6.3)$$

- k_c Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Spannungsverteilung innerhalb des Querschnittes vor Erstrissbildung sowie der Änderung des inneren Hebelarmes (zentr. Zwang $k_c = 1.0$)
- k Faktor zur Berücksichtigung von nichtlinear verteilten Betonzugspannungen; (keine signifikante Reduzierung der Risskraft infolge Eigenspannungen, $k = 1.0$)
- $f_{ct,\text{eff}}$ Mittelwert der wirksamen Zugfestigkeit des Betons, der beim Auftreten des Risses zu erwarten ist
- A_{ct} Fläche der Betonzugzone
- σ_s maximale Stahlspannung zur Einhaltung des Rissbreitenkriteriums

Die Auswertung der Ergebnisse zeigt, dass die Rissgefahr eine große Abhängigkeit von der Tagestemperaturschwankung aufweist. Dadurch kann kein Risszeitpunkt explizit definiert werden, da Temperaturextrema über die gesamte Nutzungsdauer des

Randbalkens auftreten können. Zudem unterliegt der Randbalken einer späten Zwangbeanspruchung infolge Trocknungsschwinden. Aus diesem Grund erfolgt die Ermittlung der Mindestbewehrung mit der mittleren 28-Tage-Zugfestigkeit f_{ctm} .

Die zentrische Zwangbeanspruchung versetzt den gesamten Randbalkenquerschnitt unter Zugbeanspruchung, wodurch die Fläche der Betonzugzone mit der gesamten Randbalkenfläche definiert wird. Somit ergibt sich $A_{ct} = A_{RB} = 4662.5 \text{ cm}^2$.

Die maximale Stahlspannung zur Einhaltung des Rissbreitenkriteriums kann mit Glg. (6.4) berechnet werden.

$$\sigma_{s,zul} = \sqrt{\frac{3.6}{1 - k_t} \cdot \frac{E_s \cdot f_{ct,eff}(t) \cdot w_k}{d_s}} \quad (6.4)$$

- k_t Faktor Lasteinwirkungsdauer (als Kurzzeitbeanspruchung, da die Zwangskraft mit der Rissbildung abgebaut wird $k_t = 0.6$)
- E_s Elastizitätsmodul Stahl ($E_s = 200000 \text{ MN/m}^2$)
- $f_{ct,eff}$ Mittelwert der wirksamen Zugfestigkeit des Betons, der beim Auftreten des Risses zu erwarten ist, hier: $f_{ct,eff} = f_{ctm}$
- w_k erlaubte Rissbreite
- d_s Durchmesser Bewehrung (lt. RVS $\varnothing 12$)

Die zulässige Rissbreite wird, wie in der RVS 15.04.11 (2016) empfohlen, mit $w_k = 0.30 \text{ mm}$ angenommen, da keine besonderen Anforderungen an die Dichtigkeit des Randbalkens gestellt werden.

Die Mindestbewehrungsmenge wird mit einem erforderlichen Bewehrungsgrad definiert, um einen direkten Vergleich zwischen den Betonrezepturen und dem Bewehrungsvorschlag lt. RVS 15.04.11 (2016) vornehmen zu können. Mit $k_c = 1.0$ und $k = 1.0$ kann geschrieben werden:

$$\text{erf. Bewehrungsgrad: } \rho_{s,erf} = \frac{f_{ctm}}{\sigma_{s,zul}} \quad (6.5)$$

Für die im realistischen Szenario untersuchten Betonrezepturen ergeben sich demnach:

$$\rho_{s,erf, SB} = 0.88 \%$$

$$\rho_{s,erf, B4} = 0.95 \%$$

7 Diskussion der Ergebnisse

Die Ergebnisse der Parameterstudie und des realistischen Szenarios zeigen, dass allgemeine Rissbildung generell nicht ausgeschlossen werden kann. Abhängig vom Behinderungsgrad des Systems besteht außerdem in vielen Fällen die Gefahr von Trennrissbildung im Erhärungszeitraum.

Besonders auffallend ist, dass die Rissgefahr im Randbalken vor allem vom Tagesgang der Umgebungstemperatur abhängig ist. Durch die geringe Dicke des Randbalkens im Vergleich zum Brückentragwerk, wirkt sich der Einfluss der Umgebungstemperatur daher nicht nur als Oberflächenproblem aus.

Einen weiteren nennenswerten Einfluss stellt das Aufbringen einer Wärmedämmung nach der Betonage dar. Hierdurch kann eine sehr frühe Rissbildung im Anfangsstadium der Erhärtung aufgrund der Minimierung des Einflusses der Umgebungstemperatur verhindert werden. Infolge des anschließenden Auskühlungsprozesses steigt jedoch die entstehende Zugspannung leicht an, da sich durch die aufliegende Dämmung ein größeres Temperaturniveau aufgebaut hat.

Hinsichtlich der Frischbetontemperatur wurde festgestellt, dass diese differenziert zu betrachten ist. Betrachtet man nur das Temperaturniveau, so zeigte der Vergleich von 22 und 27 °C keinen nennenswerten Einfluss auf die Rissgefahr. Die Rissgefahr steigt erst dann erkennbar an, wenn ein Unterschied zwischen Frischbetontemperatur und mittlerer Umgebungs- und Bauteiltemperatur vorliegt.

Die Zwangbeanspruchung im Randbalken wird durch die Verankerung mittels Kopfbolzendübel aufgebaut. Zwar variiert die Länge, die bis zum vollständigen Aufbau der Zwangbeanspruchung erforderlich wird, mit der Dübelanzahl, jedoch muss für übliche Brückenlängen davon ausgegangen werden, dass diese stets voll aufgebaut werden kann. Allerdings muss berücksichtigt werden, dass die absolute Größe der Zwangbeanspruchung von der Dehnsteifigkeit des darunterliegenden Brückentragwerkes abhängt.

In den durchgeführten Untersuchungen zum sich einstellenden Rissbild konnte gezeigt werden, dass die Systeme eine sukzessive Rissbildung aufweisen. Diese resultiert aus einem Zusammenwirken der Bewehrung und der Horizontalsteifigkeit der Kopfbolzendübel. Für die Betrachtungen zur erhärtungsbedingten Beanspruchung war die berechnete Rissbreite sehr gering. Betrachtet man außerdem weitere Verformungseinwirkungen im Nutzungszeitraum, so könnte durch das Zusammenwirken der Bewehrung und der Horizontalsteifigkeit der Kopfbolzendübel eine ausreichende Begrenzung der Rissbreite erzielt werden, selbst wenn die für zentrischen Zwang erforderliche Mindestbewehrung lt. EN 1992-1-1 (2015) unterschritten wird. Dieser Effekt ist darauf zurückzuführen, dass durch die Kopfbolzendübel ein Teil der Risskraft abgetragen und somit die Stahlspannung in den Primärrissen begrenzt wird. Dieses Zusammenspiel sollte aber im Entwurf

der neuen Richtlinie explizit berücksichtigt werden, da die optimierten Betone eine deutlich höhere Zugfestigkeit aufweisen und somit die Risskraft dieser ansteigt.

8 Zusammenfassung und Ausblick

Randbalken sind aufgrund ihrer exponierten Lage am Brückentragwerk besonders starken äußeren Angriffen ausgesetzt. Für die Verringerung der erhärtungsbedingten Rissgefahr werden im Entwurf der RVS 15.04.11 (2016) Betonstandards und Randbedingungen für die Herstellung von Randbalken definiert. Im Zuge dieser Arbeit wurden mittels einem thermomechanischen Berechnungsmodells die Einflüsse der definierten Betonstandards und weiterer Randbedingungen untersucht.

Für die zeitdiskrete Betrachtung der Betoneigenschaften im Modell wurden Ergebnisse aus einer durchgeführten Laboruntersuchung an Materialmodelle angepasst. Für die bessere Darstellung der jeweiligen Einflüsse der einzelnen Parameter wurde zuerst ein Referenzfall definiert auf welchem aufbauend die Parameterstudie durchgeführt wurde.

Zur Rissgefahr im Allgemeinen ist zu sagen, dass Rissbildung generell nicht ausgeschlossen werden kann. Die Gefahr für oberflächennahe Anrisse ist in allen untersuchten Fällen gegeben, da sich infolge der Tagestemperaturschwankung große Spannungsunterschiede über den Querschnitt einstellen. Demgegenüber konnte mit den Ergebnissen der optimierten Betonrezepturen aber auch gezeigt werden, dass Trennrissbildung im Erhärungszeitraum durchaus verhindert werden kann.

Über die Nutzungsdauer des Randbalkens gesehen, kann die Rissbildung allerdings nicht generell ausgeschlossen werden, da eine hohe Abhängigkeit von den klimatischen Randbedingungen besteht und der Randbalken zusätzlich durch das Trocknungsschwinden belastet wird.

Mit weiterführenden Betrachtungen zur Rissbildung konnte gezeigt werden, dass die zu erwartende Rissbreite bei Rissbildung im Erhärungszeitraum zunächst sehr gering ist. Grund dafür ist, dass die Dübel einen Teil der Zwangskraft aufnehmen und die Spannung in der Bewehrung in den Primärrissen genau um dieses Maß minimiert wird. Des Weiteren kann durch das Zusammenspiel zwischen Bewehrung und Horizontalsteifigkeit der Dübel ein kürzerer Rissabstand erzielt werden, der mit Blick auf die Rissbreitenentwicklung im Nutzungszeitraum günstig ist.

Die maßgebende Beanspruchung im Randbalken ist der zentrische Zwang. Die erforderliche Mindestbewehrung hängt somit maßgeblich von der Risskraft des Querschnittes ab. Im vorliegenden Fall wird die Risskraft teilweise durch die Kopfbolzendübel abgetragen, sodass die Rissbreitenbegrenzung im Erhärungszeitraum auch mit einer geringeren Bewehrung als der Mindestbewehrung für zentrischen Zwang möglich ist. Dieses Zusammenspiel sollte insbesondere im Entwurf der neuen Richtlinie explizit berücksichtigt werden, da die optimierten Betone eine deutlich höhere Zugfestigkeit aufweisen und somit die Risskraft dieser ansteigt.

Literatur

- Bödefeld, J. (2010). »Rissmechanik in dicken Stahlbetonbauteilen bei abfließender Hydratationswärme«. Diss. Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Leipzig.
- DBV (2011). *Merkblatt - Brückenkappen aus Beton*. Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V., Berlin. Fassung April 2011.
- Eierle, B. und K. Schikora (2000). *Zwang und Rissbildung infolge Hydratationswärme - Grundlagen, Berechnungsmodelle und Tragverhalten*. Bd. Heft 512. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton.
- EN 1992-1-1 (2015). *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Austrian Standards Institute/Österreichisches Normungsinstitut, Wien. Ausgabe: 2015-02-15.
- Freiesleben, H., P. Hansen und E. J. Pedersen (1977). *Maleinstrument til Kontrol af beføns haerding*. Bd. Nr. 1. Nordisk Beton, Stockholm.
- Heinrich, P.J. (2018). »Effiziente Berechnung viskoelastischer Spannungen in gezwängten Bauteilen. PhD thesis«. Diss. Graz University of Technology.
- Jonasson, J.-E. (1984). *Slipform construction - calculations for assessing protection against early freezing*. Swedish Cement und Concrete Institute, Stockholm.
- Laube, M. (1990). »Werkstoffmodell zur Berechnung von Temperaturspannungen in massigen Betonbauteilen im jungen Alter«. Diss. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig.
- MFZ (2004). *Rissbreitenbegrenzung für frühen Zwang in massiven Wasserbauwerken*. Bundesanstalt für Wasserbau, Referat Massivbau, Karlsruhe. Ausgabe: September 2004 rev.
- Raphael, W. u. a. (2012). »Improvements to the Eurocode 2 shrinkage model for concrete using a large experimental database«. In: *Structural Concrete*. Bd. Heft 3. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, S.175–181.
- Röhling, S. (2009). *Zwangsspannungen infolge Hydratationswärme*. Verlag Bau + Technik, Düsseldorf.
- Rostásy, F. S., M. Krauß und H. Budelmann (2002). »Planungswerkzeug zur Kontrolle der frühen Rissbildung in massigen Betonbauteilen, Teil 5: Behinderung und Zwang«. In: *Bautechnik 79*. Bd. Heft 11. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, S.778–789.

- RVS 15.04.11 (2016). »Randbalken, Brückenrandabschlüsse - Entwurfsstand«. Österreichische Forschungsgesellschaft Straße-Schiene-Verkehr (FSV), Wien. (unveröffentlicht).
- Schlicke, D. (2014). *Mindestbewehrung für zwangbeanspruchten Beton*. Verlag der Technischen Universität Graz.
- Wesche, Karlhans (1993). *Baustoffe für tragende Bauteile, Band 2: Beton und Mauerwerk*. Vieweg+Teubner Verlag.

Anhang

Im Anhang sind die Materialmodell Anpassungen an die Laborergebnisse der Betone R3 und R4 dargestellt.

Beton R3

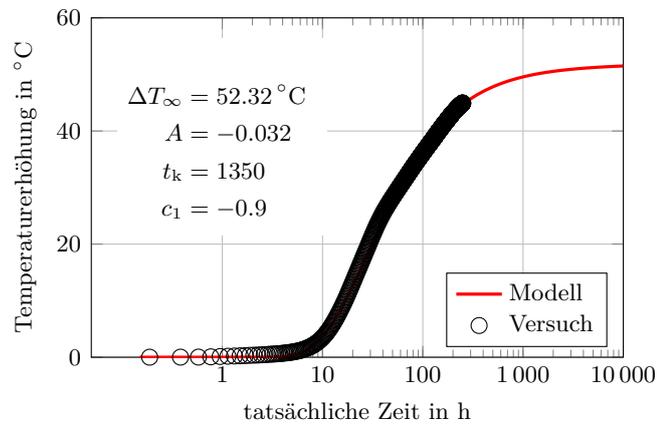


Abb. 1: Temperaturentwicklung Beton R3 infolge Betonerhärtung

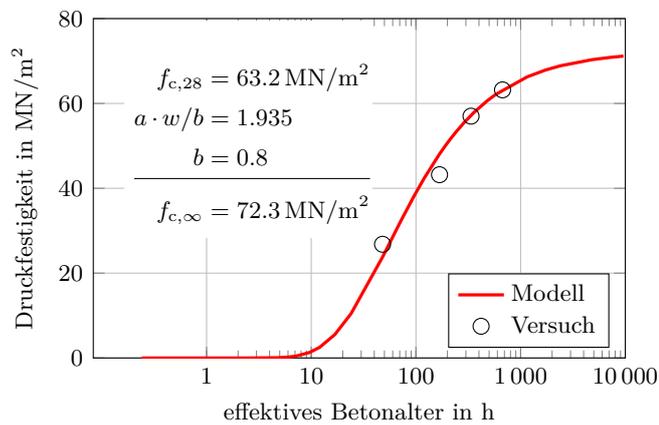


Abb. 2: Materialmodell zur Druckfestigkeitsentwicklung, angepasst an die Versuchsergebnisse des Betons R3

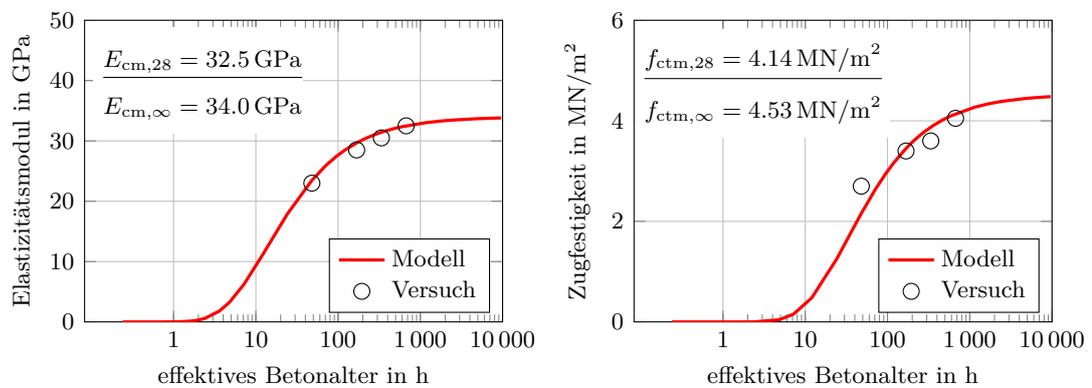


Abb. 3: Materialmodelle zur Entwicklung des Elastizitätsmoduls und der Zugfestigkeit im Vergleich mit den Messwerten aus der Laboruntersuchung für Beton R3

Beton R4

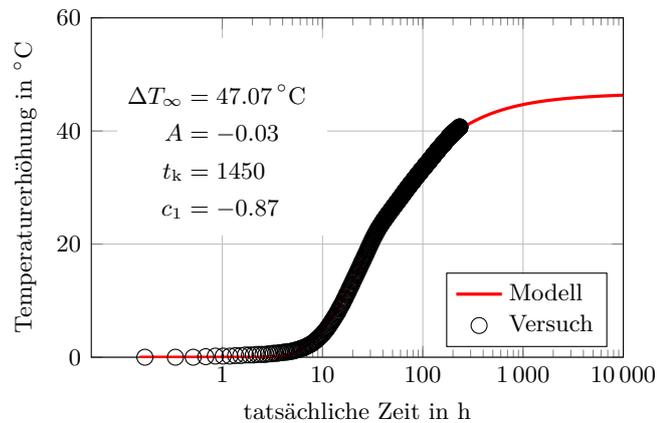


Abb. 4: Temperaturentwicklung Beton R4 infolge Betonerhärtung

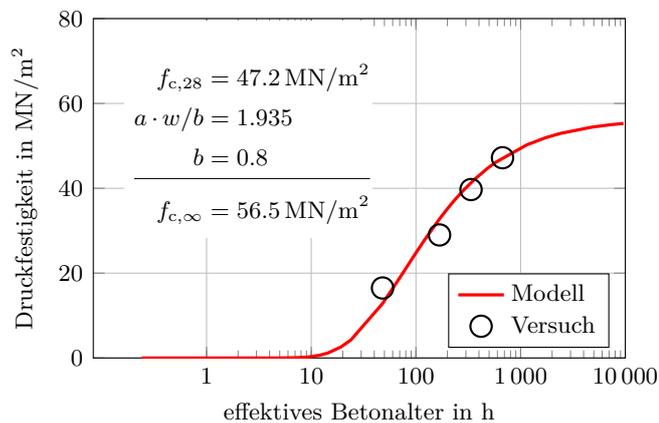


Abb. 5: Materialmodell zur Druckfestigkeitsentwicklung, angepasst an die Versuchsergebnisse des Betons R4

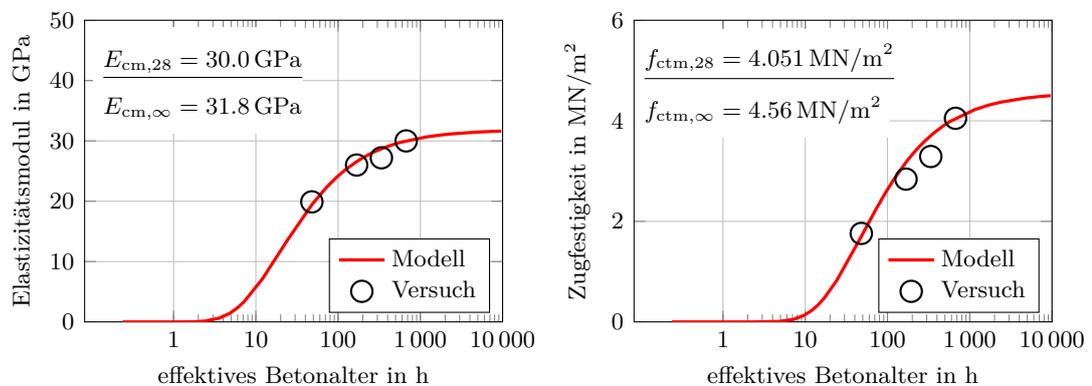


Abb. 6: Materialmodelle zur Entwicklung des Elastizitätsmoduls und der Zugfestigkeit im Vergleich mit den Messwerten aus der Laboruntersuchung für Beton R4