

AGB2003/003

Ursachen der Rissbildung in Stahlbetonbauwerken aus Hochleistungsbetonen und neue Wege zu deren Vermeidung

Schlussbericht

Inhalt:

Zusammenfassung

1. Einleitung
2. Ursachen und Mechanismen der Rissbildung
3. Modellierung der Rissbildung
4. Identifikation der wesentlichen Einflussfaktoren
5. Massnahmen zur Beeinflussung der Rissbildung
6. Wissenslücken
7. Schlussfolgerungen und Ausblick

Literatur

Bearbeitung: Dr. Giovanni Martinola, Dr. Martin F. Bäuml und Ivo Schmid

Datum: 10. Juni 2008

Zusammenfassung

In Bauteilen aus Hochleistungsbetonen (Betone mit besonderen Eigenschaften, wie z. B. hochfeste Betone, selbstverdichtende Betone, etc.), die beispielsweise hohe Zementgehalte oder niedrige W/Z-Werte aufweisen, kommt es häufig infolge des endogenen Schwindens, der hohen Hydratationswärmeentwicklung oder des ausgeprägten Trocknungsschwindens bereits in frühem Alter zur Bildung von Trennrissen oder längerfristig zur Bildung tiefer Oberflächenrisse. Typischerweise entstehen die Trennrisse sogar vor dem Ausschalen. Im Vergleich zu konventionellen Betonen, in denen durch Trocknungsschwinden lediglich V-förmige Oberflächenrisse entstehen, besteht daher ein erhöhtes Schadensrisiko.

Das Ausmass V-förmiger Oberflächenrisse infolge Trocknungsschwinden in konventionellen Betonen kann durch bestehende und normierte Bemessungsverfahren kontrolliert werden. Die frühe Trennrissbildung in Hochleistungsbetonen sowie die stärker ausgeprägte V-Rissbildung sind jedoch in keiner aktuellen Norm berücksichtigt und bergen daher die Gefahr, bei der Projektierung nicht in genügendem Mass berücksichtigt zu werden.

Im Rahmen dieses Projektes wird der heutige Kenntnistand hinsichtlich Ursachen, Einflussparametern, Modellen und gezielter Massnahmen zur Vermeidung der Rissbildung evaluiert und in übersichtlicher Form zusammengetragen. Basis hierfür sind die in der Literatur zahlreich vorhandenen Arbeiten zu diesem Thema.

Parallel zur Analyse der Rissbildung in Bauteilen aus konventionellen Betonen, wird ein Schwerpunkt auf die Verhältnisse in Bauteilen aus Hochleistungsbetonen (Betone mit besonderen Eigenschaften) gelegt.

Auf dieser Informationsbasis wurden unterschiedliche Ansätze zur Rissebeschränkung dargestellt. Es wurden in diesem Zusammenhang die Massnahmen quantifiziert, die für eine Realisierung von Stahlbetonbauwerken mit stark eingeschränkter Rissbildung nötig sind.

Zur Quantifizierung der Wirkung dieser Massnahmen wurde eine numerische Analyse einer Randleitmauer durchgeführt. Unterschiedliche betontechnologische, beziehungsweise bautechnologische Massnahmen, wurden in Form einer Parameterstudie berücksichtigt und miteinander verglichen.

Dieser Bericht soll es sowohl dem Bauherrn als auch der projektierenden Stelle ermöglichen, Situationen mit erhöhter Wahrscheinlichkeit dauerhaftigkeitsrelevanter Rissbildung zu erkennen.

1. Einleitung

1.1 Problematik

Zunehmend werden Risse an Betonoberflächen bereits in jungem Betonalter beobachtet. Auch Betone, die nach Norm als sehr dauerhaft klassifiziert sind, werden mit vergleichsweise hohen Zementgehalten produziert. Ausserdem werden immer häufiger Hochleistungsbetone, also Betone mit besonderen Eigenschaften, eingesetzt.

Diese stetige Entwicklung im Bereich der Betontechnologie hat zum Ziel, ausgewählte Eigenschaften zu optimieren oder neue Eigenschaften zu erreichen. Hohe Festigkeiten, hohe Dichtigkeit, niedriges Kriechen oder selbstverdichtende Flieseigenschaften sind Beispiele für Eigenschaften solcher Hochleistungsbetone.

Eine Folge dieser eigenschaftsorientierten Entwicklung, die häufig durch die Verwendung einer Reihe chemischer Zusatzmittel unterstützt wird, besteht darin, dass eine unbeabsichtigte Beeinflussung anderer Eigenschaften stattfindet. Das aus deren Überlagerung resultierende Werkstoffverhalten solcher Betone kann unerwartete Folgen haben, die eventuell Schadensmechanismen begünstigen. Die ursprünglich angestrebte Optimierung bestimmter Eigenschaften kann dadurch zu unerwünschten Nebeneffekten führen.

Beim Bau eines Stahlbetonbrückenträgers wird zum Beispiel im Hinblick auf eine dauerhafte und schlanke Konstruktion insbesondere für die Herstellung der Konsolköpfe oder Brückenleitmauern ein Beton mit einem hohen Widerstand gegen das Eindringen von Chloriden und mit einer hohen Druckfestigkeit verwendet. Mit diesem Ziel wird ein tiefer W/Z-Wert, unter Umständen ein erhöhter Zementgehalt (siehe Norm SN EN 206-1 [SNEN06]) und ein Zementtyp mit rascher Festigkeitsentwicklung (Ausschalungsfristen) gewählt. Dieser Beton wird in relativ frühem Alter mehr Hydratationswärme freisetzen als Normalbeton und ausserdem bei sehr tiefen W/Z-Werten ein ausgeprägtes endogenes Schwinden aufweisen. Diese Schwindart tritt ohne Austrocknung an die Umgebung innerhalb der ersten Tage auf und führt zu einer über den gesamten Bauteilquerschnitt gleichmässig verteilten Volumenreduktion (Verkürzung) [Taza98]. Diese thermisch und hygrysch bedingten Schwindverformungen können sowohl einzeln, insbesondere aber auch in ihrer Kombination bereits in den ersten Tagen zu einer ausgeprägten Rissbildung führen. Die entstehenden Trennrisse begünstigen Schadensmechanismen wie z. B. chloridinduzierte Bewehrungskorrosion und die im ungerissenen Zustand gewährleistete Dichtigkeit wird dadurch überkompensiert. Die unterhalts- und instandsetzungsfreie Nutzungsdauer wird verkürzt, was zur frühzeitigen Notwendigkeit aufwändiger Reparaturmassnahmen führt.

Auch andere Hochleistungsbetone sind von dieser unbeabsichtigten Beeinflussung anderer als der zu optimierenden Eigenschaften betroffen. Selbstverdichtende Betone, deren Hydratationswärmeentwicklung mit Normalbetonen vergleichbar ist und die in der Regel nur ein vernachlässigbares endogenes Schwinden aufweisen, unterscheiden sich

von Normalbetonen nicht nur durch ihre Fliesseigenschaften. Das durch den vergleichsweise langsam ablaufenden Feuchteverlust an die Umgebung bedingte Trocknungsschwinden erreicht bei diesen Betonen signifikant höhere Werte. Ausserdem ist die Sprödigkeit aufgrund des hohen Feinanteils der Kornfraktion ebenfalls erhöht. In diesem Fall spielen also nicht Trennrisse in jungem Alter die entscheidende Rolle, sondern V-förmige Oberflächenrisse, die wesentlich grössere Tiefen und Öffnungen erreichen können als dies bei Normalbeton der Fall ist. Ist die gesamte Stärke eines Überdeckungsbetons von dieser Rissbildung betroffen, kann es auch in diesem Fall zu dauerhaftigkeitsrelevanten Folgeschäden kommen.

1.2 Zielsetzung

Ziel dieses Projektes ist es, die relevanten Arbeiten zu den Ursachen, Einflussparametern, Mechanismen, Wirkungen und Vermeidungsmöglichkeiten der unterschiedlichen Rissbildung zusammenzuführen, zu diskutieren und allgemeingültig zu formulieren. Hierbei festgestellte Wissenslücken werden beschrieben und es wird aufgezeigt, wie diese durch den Einsatz moderner Untersuchungsmethoden (Berechnungsverfahren und experimentelle Methoden) geschlossen werden können.

Ein klares Verständnis des Zusammenhanges zwischen der Betonzusammensetzung und dem Bauwerkstyp einerseits und dem Risiko der Rissbildung andererseits soll weitergegeben werden. Auf der Basis dieses Zusammenhanges werden Massnahmen abgeleitet, die es erlauben, das Risiko der hier beschriebenen Rissbildung zu reduzieren.

Ausserdem soll der Bericht sowohl dem Bauherrn als auch der projektierenden Stelle ermöglichen, Situationen mit erhöhter Wahrscheinlichkeit dauerhaftigkeitsrelevanter Rissbildung zu erkennen.

1.3 Vorgehen

Bestehende Verfahren aus der Praxis liefern bereits einen grossen Teil der Ursachen und damit auch der Einflussparameter der Rissbildung. Eine entsprechende Literaturrecherche bildet demzufolge den ersten Schritt des Vorgehens zum Erreichen der oben genannten Zielsetzung.

Ein Teil der Kenntnisse über diese Ursachen der Rissbildung und insbesondere die zu Grunde liegenden Mechanismen sind lediglich qualitativ. Mit Hilfe der Modellierung der Rissbildung auf der Basis realistischer Werkstoffgesetze werden diese Mechanismen präzisiert und ein Teil der Ursachen quantifiziert.

Diese ersten beiden Schritte ermöglichen es, die wesentlichen Einflussparameter zu benennen.

Zusammen mit der Kenntnis der Mechanismen kann ausserdem bestimmt werden, in wel-

cher Richtung die Einflussparameter geändert werden müssen, um Rissbildung zu vermeiden. Daraus werden technologische Massnahmen abgeleitet, die in der Praxis zur Rissvermeidung eingesetzt werden können. Um die Wirkung dieser Massnahmen praxistauglich überprüfen und überwachen zu können, werden entsprechende experimentelle Verfahren vorgeschlagen.

Bedeutende Wissenslücken werden ausserdem so dokumentiert, dass sie in einem Folgeprojekt gezielt behandelt werden können.

Abbildung 1 zeigt schematisch das Vorgehen.

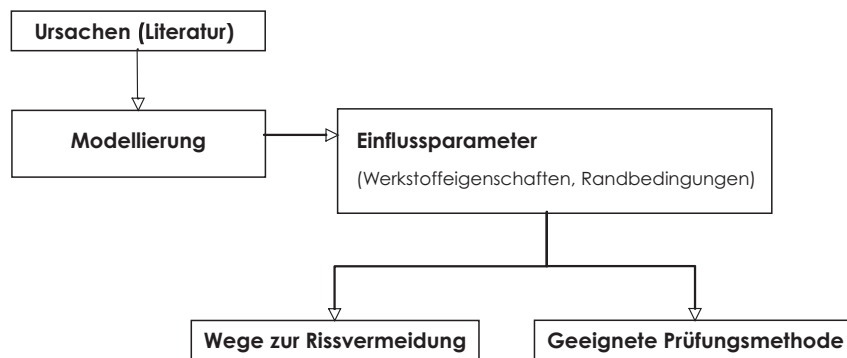


Abbildung 1: Vorgehen bei der Bearbeitung des vorliegenden Forschungsprojektes

2. Ursachen und Mechanismen der Rissbildung

2.1 Einführung

2.1.1 Bedeutende Forschungsarbeiten

Die beschriebene Gefahr der Rissbildung in Hochleistungsbetonen ist seit einiger Zeit weltweit erkannt.

Schiessl et al. [Schi04] haben die Rissneigung unterschiedlicher Hochleistungsbetone untersucht. Sowohl der Reissrahmenversuch als auch numerische Berechnungsverfahren kamen dabei zum Einsatz. Möglichkeiten zur Beeinflussung der Rissbildung werden angedeutet.

Die RILEM hat mit dem Report 25 zu einem guten Überblick über die Mechanismen der Rissbildung beigetragen. Verschiedene Autoren tragen den Stand des Wissens zusammen. Dieser Bericht ist eine gute Grundlage zur Erarbeitung von Massnahmen zur Beeinflussung der Rissbildung [Rile02].

In Japan wurde im Herbst 2000 ein internationaler Workshop zum Thema „Eigenschaften des Betons in jungem Alter“ veranstaltet [Witt02].

Die Firma Bouygues führte in Frankreich umfangreiche Untersuchungen durch, um das Risiko der frühen Rissbildung zu reduzieren [Aris01]. Bei diesen Arbeiten wurde der Rissbildung in Brückenbauteilen besondere Aufmerksamkeit geschenkt.

In den USA und in Kanada haben mehrere renommierte Institutionen am selben Problem gearbeitet, auch hier unter besonderer Berücksichtigung der speziellen Verhältnisse beim Brückenbau. Aitcin wies in zahlreichen Veröffentlichungen darauf hin, dass hochfeste Betone ein nicht vernachlässigbares endogenes Schwinden aufweisen. Er betonte hierbei, dass bei der Verwendung solcher Betone unter anderem neue Nachbehandlungskonzepte umgesetzt werden können, um das Risiko der Trennrissbildung zu begrenzen. In der grossen Bandbreite der Hochleistungsbetone konzentrierte sich die Arbeit von Aitcin auf die Gruppe der hochfesten Betone, weshalb er eine Fokussierung auf die Phänomene der Rissbildung in jungem Alter vornahm [Aitc97, Aitc02].

Bernhard untersuchte den Einfluss der Hydratationswärmeentwicklung - zum Teil kombiniert mit der Verformung infolge endogenen Schwindens - in hybriden Bauteilen (Neu- auf Altbeton und Stahl-Beton-Verbund) auf die Rissbildung. Er untersuchte das Verhalten unterschiedlicher Betone, die sich in erster Linie durch die Festigkeitsklasse der verwendeten Zemente unterschieden. Bei den numerischen Berechnungen wurde das endogene Schwinden mit Hilfe eines phänomenologischen Ansatzes beschrieben, indem eine zeitabhängige und homogen über den Querschnitt verteilte Volumenreduktion implementiert wurde [Bern01].

Hochleistungsbetone werden gerade in einem Alter, bei dem sie eine sehr geringe Bruchdehnung (hohe Rissanfälligkeit) aufweisen, einem komplexen und zeitabhängigen Eigenspannungszustand ausgesetzt. Die wichtigsten Komponenten hierbei sind die zeitliche Entwicklung von Temperaturfeldern, hervorgerufen durch Hydratationswärme und Temperaturänderungen im Tageszyklus, das Trocknungsschwinden und insbesondere das endogene Schwinden sowie der Einspannungszustand des Bauteils. Wesentliche Werkstoffparameter, die den Beton in den ersten Tagen kennzeichnen, wurden bereits experimentell bestimmt (siehe zum Beispiel [Witt02]). Diese Daten tragen zum Verständnis bei, sie liefern uns aber zunächst noch keine quantitativen Aussagen zum Risiko der Trennrissbildung.

2.1.2 Grundsätzliches zur Rissbildung infolge Zwängungen (ohne mechanische Lasten)

In dieser Arbeit werden Belastungen und daraus hervorgehende Rissbildungen betrachtet, die aus einer Materialverformung entstehen, die teilweise oder ganz behindert ist. Diese sogenannte Zwängung kann durch zwei unterschiedliche Ursachen hervorgerufen werden:

- Kraftschlüssige oder teilweise kraftschlüssige Verbindungen zwischen einem vergleichsweise volumenstabilen Bauteil (beispielsweise ein bestehender Brückenträger) und einem neuen, sich noch verformenden Bauteil (beispielsweise nachträglich anbetonierte Randleitmauern)
- Unterschiedlich starke Verformungen im Inneren und Äusseren ein- und desselben Bauteils (beispielsweise durch Oberflächentrocknung)

Zusätzlich zur Zwängung, die meist durch die mechanischen Randbedingungen, die Geometrie des Bauteils oder die Einspannung festgelegt ist, muss eine Verformung auftreten, damit es überhaupt zur Rissbildung kommen kann. Diese Verformungen können im Wesentlichen drei Ursachen haben:

- Temperatur:
 - a) Expansion und anschliessende Kontraktion infolge der Hydratationswärmeentwicklung
 - b) Expansion und Kontraktion infolge klimatischer Temperaturwechsel
- Feuchtigkeit:
Volumenreduktion durch Wasserverlust (intern durch Hydratation oder extern durch Trocknung)
- Chemische Reaktionen:
Unkontrolliertes und nicht beabsichtigtes Quellen (beispielsweise infolge

Alkali-Silikat-Reaktionen oder nachträgliche Ettringitbildung auf Grund eines Sulfatangriffes)

Die im letzten Punkt genannten Phänomene werden in dieser Arbeit nicht behandelt.

Wichtig ist, dass die Risswirkung derjenigen Phänomene, die über den ganzen Querschnitt eines Bauteils stattfinden (Expansion durch Hydratationswärmeentwicklung und Schwinden infolge internem Wasserverbrauch durch Hydratation) von der Länge des betrachteten Bauteil- oder Bauteilabschnittes abhängig sind, während Oberflächenphänomene (Schwinden durch externe Trocknung oder Temperaturschock durch kalten Regen auf warme Oberfläche) ab einer minimalen Grösse unabhängig von der Längenausdehnung eines Bauteils auf die Rissbildung wirken.

Hinweis: Dasjenige Schwinden, das ohne Feuchteverlust an die Umgebung bei Betonen mit W/Z -Werten unterhalb von 0.40 auftritt, nennt man endogenes Schwinden. Ursache dieses Phänomens ist der interne Verbrauch des nur in geringen Mengen verfügbaren Wassers durch Hydratation, der zu einer sogenannten inneren Selbstaustrocknung führt.

Abbildung 2 zeigt schematisch das Gleichgewicht zwischen Beanspruchung und Reaktion eines Werkstoffes und wie dieses Gleichgewicht als Kriterium der Rissbildung dient.

Abbildung 3 verdeutlicht, wie eine Dehnung (sei sie thermisch oder hygisch induziert) als Last wirkt und Spannungen erzeugt, welche die Zugfestigkeit erreichen. Diese Darstellung zeigt sozusagen die verformungsgesteuerte Belastung wie sie infolge werkstoffinterner Volumenänderungen auftritt im Gegensatz zur kraftgesteuerten Belastung wie sie infolge mechanischer äusserer Lasten entsteht.

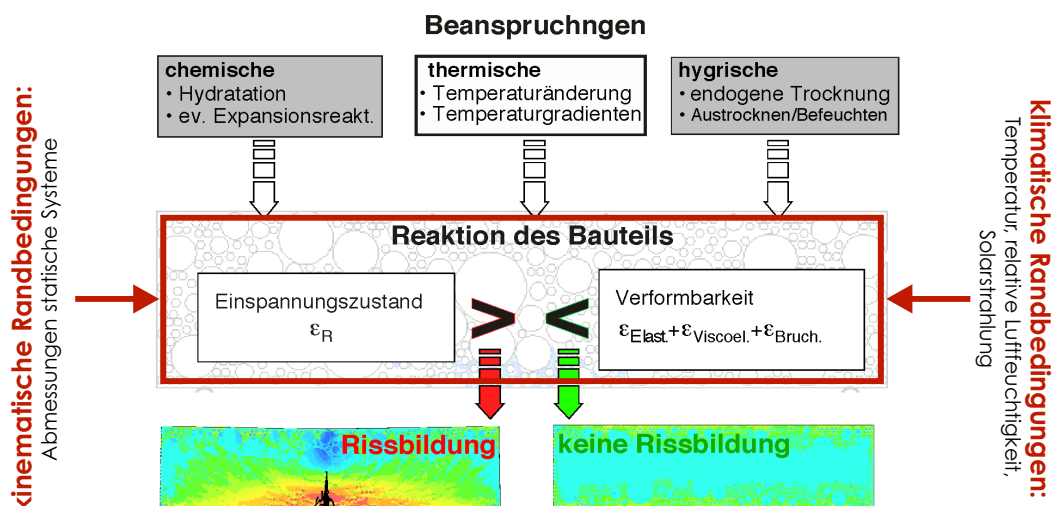


Abbildung 2: Rissbildung als Folge des Gleichgewichts zwischen Beanspruchung und Reaktion des Werkstoffes

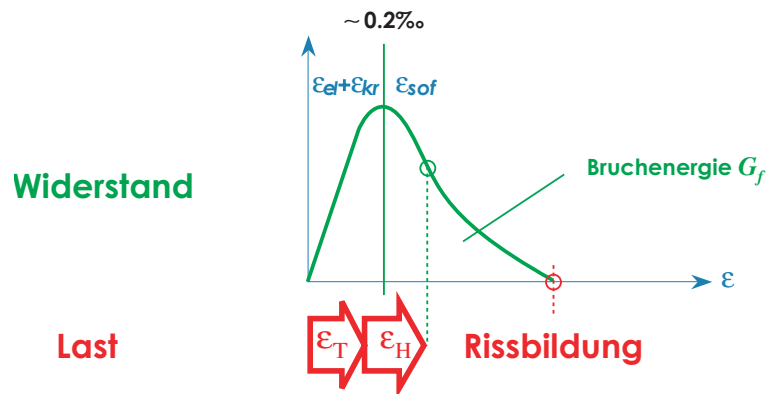


Abbildung 3: Verformungsgesteuerte Belastung und Widerstand im Spannungsdehnungsdiagramm (Schematisch)
 ϵ_{el} = elastische Dehnung, ϵ_{kr} = Kriechdehnung, ϵ_{sof} = lokale Dehnung bei der Rissbildung, ϵ_T = thermisch induzierte Dehnung, ϵ_H = hygrisch induzierte Dehnung

2.2 Beanspruchung und Spannungsentwicklung in gezwängten Stahlbetonbauteilen

2.2.1 Thermisch induzierte Zwängungen

2.2.1.1 Homogene Temperaturphänomene

Durch die Hydratationswärme des Zementes kommt es in Bauteilen während der Erhärtung zur Erwärmung, welche eine Dehnung des Betons zur Folge hat. Wird diese Dehnung durch die mechanischen Randbedingungen (Einspannung) behindert, entstehen Zwängungsdruckspannungen.

Da sich der E-Modul des Betons erst während der ersten Stunden entwickelt und die Relaxation im jungen Alter sehr groß ist, wird die anfängliche Erwärmung bei Verformungsbehinderung nur zu einem kleinen Teil in Druckspannungen umgesetzt.

Nach Erreichen der maximalen Hydratationswärme kühlt der Beton wieder ab (siehe Abbildung 4), was zu einer Verkürzung des Bauteils, bzw. bei Verformungsbehinderung zu Zugspannungsentwicklung führt. Die Nullspannungstemperatur ist diejenige Temperatur, bei welcher ein Bauteil im Laufe der Abkühlung nach dem Hydratationswärmemaximum spannungsfrei ist (siehe Abbildung 4). Aufgrund des fortgeschrittenen Betonalters, des damit verbundenen höheren E-Moduls und des geringeren Relaxationsvermögens führt diese Abkühlung zu einem raschen Abbau der Druckspannungen und zu einem Aufbau von Zugspannungen (siehe Abbildung 5). Wenn diese die Zugfestigkeit überschreiten, kommt es zur Rissbildung.

Infolge ausgeprägter Temperaturänderungen kann diese Rissbildung bereits in den ersten Tagen nach dem Betonieren auftreten. Die Größe der Temperaturspannung hängt neben den thermischen Eigenschaften in entscheidendem Masse von der zeitlichen Entwicklung der mechanischen Eigenschaften ab, welche wiederum an die temperaturabhängige Reife des Betons gekoppelt ist.

Je zementreicher der Beton ist, desto ausgeprägter ist dieser Effekt. Hochleistungsbetone zeichnen sich häufig durch hohe Zementgehalte aus, was automatisch zu höheren Temperaturen im Bauteil führt (siehe Abbildung 6a und Abbildung 6b). Je grösser die Temperaturdifferenz ist, desto grösser werden die behinderten Temperaturdehnungen (siehe Abbildung 6c und Abbildung 6d). Bei hohen Einspannungsgraden führen diese zu hohen Zugspannungen und schliesslich zur Rissbildung.

Die Praxis zeigt, dass die so entstehenden Risse häufig durchgehend sind, da die Effekte der Hydratationswärme den gesamten Querschnitt umfassen (siehe Abbildung 7).

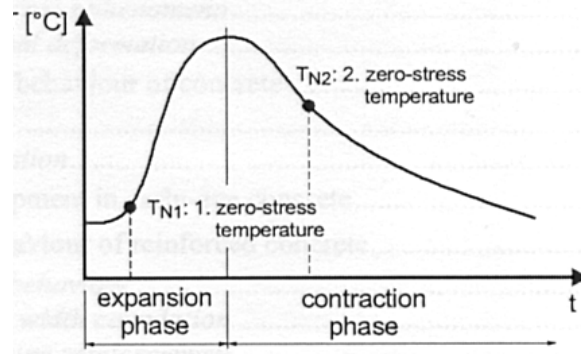


Abbildung 4: Zeitabhängiger Temperaturverlauf [Sule04]

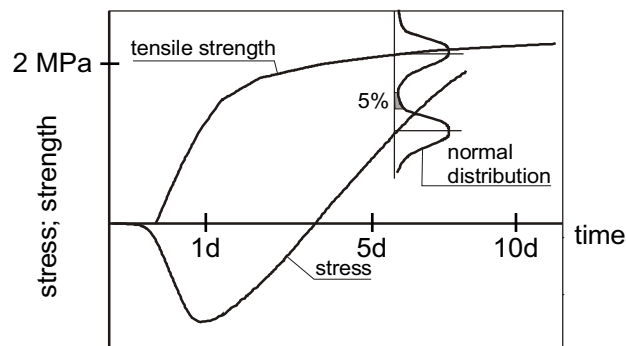


Abbildung 5: Spannungsverteilung und Festigkeitsentwicklung in einem gezwängten Bauteil aufgrund thermisch induzierter Zwängungen

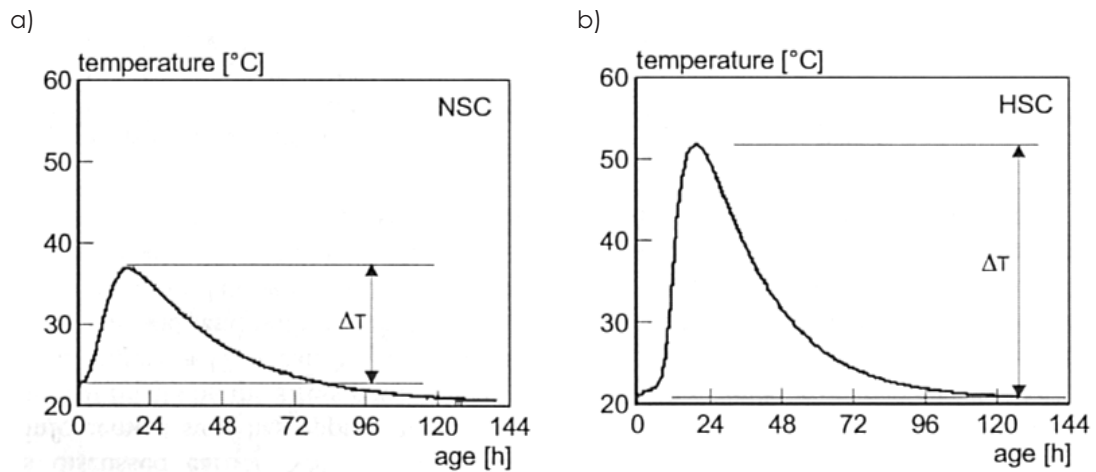


Abbildung 6: Vergleich Standardbeton und Hochleistungsbeton [Sule04]:
 a) Temperaturentwicklung in einem Bauteil aus Normalbeton
 b) Temperaturentwicklung in einem Bauteil aus hochfestem Beton
 c) Dehnungsentwicklung in einem Bauteil aus Normalbeton
 d) Dehnungsentwicklung in einem Bauteil aus hochfestem Beton

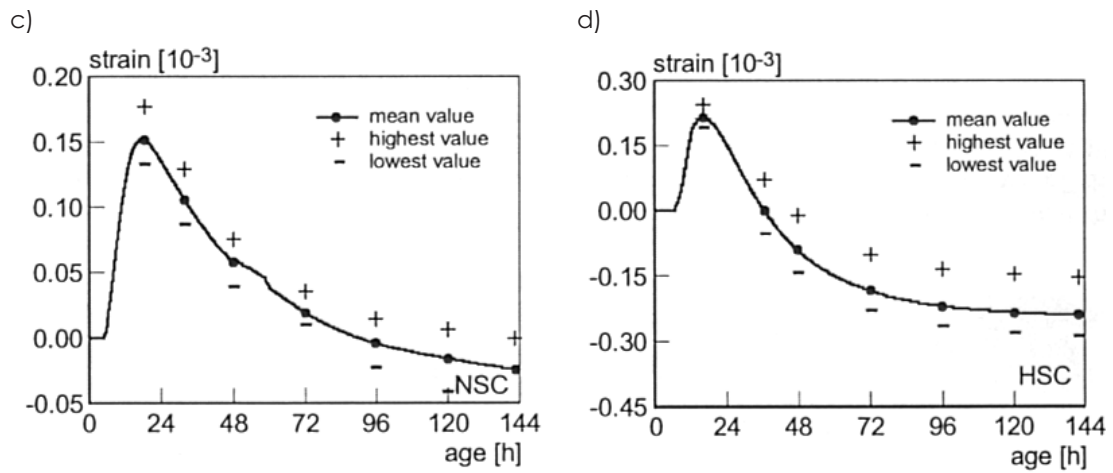


Abbildung 6: Vergleich Standardbeton und Hochleistungsbeton [Sule04]:
 a) Temperaturentwicklung in einem Bauteil aus Normalbeton
 b) Temperaturentwicklung in einem Bauteil aus hochfestem Beton
 c) Dehnungsentwicklung in einem Bauteil aus Normalbeton
 d) Dehnungsentwicklung in einem Bauteil aus hochfestem Beton

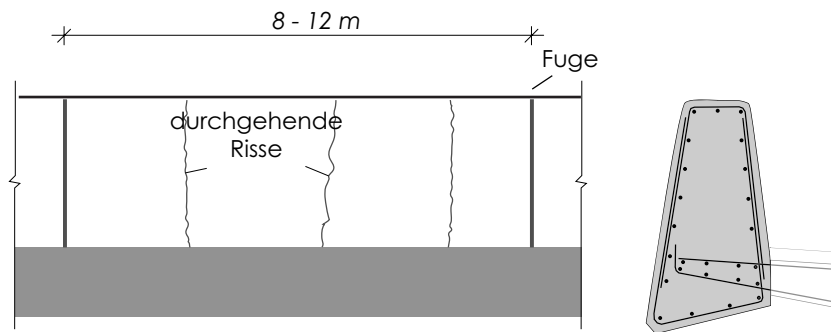


Abbildung 7: Schematische Darstellung durchgehender Risse in einer Brückenrandleitmauer

2.2.1.2 Differentielle Temperaturphänomene (Gradienten)

Betrachtet man den Querschnitt eines Bauteils, erhärtet der Beton nicht unter einer über den Querschnitt konstanten Temperatur. Der Beton erhärtet vielmehr unter zeitlich veränderlichen Temperaturverteilungen, wobei sich der Beton wegen des zum Querschnittsrand zunehmenden Wärmeabflusses außen i.d.R. weniger erwärmt als in Querschnittsmitte. Dementsprechend verläuft die Hydratation des Betons in den Querschnittsfasern unterschiedlich schnell. Affin zu den Temperaturfeldern existieren Bereiche mit unterschiedlichem Hydratations- bzw. Festigkeitsgrad. In massiven Bauteilen kann die Hydratationswärme nur langsam vom Betonelement abfließen, was zu einer Erwärmung des Bauteils führt. Während der Abkühlungsphase entstehen Temperaturgradienten in der oberflächennahen Zone. Diese differenzierten, ortsabhängigen Temperaturverformungen sind behindert. Dies wiederum führt zu Spannungsgradienten: Zugspannungen an der Oberfläche und Druckspannungen im Bauteilkern (siehe Abbildung 8).

Abbildung 8 zeigt dies am Beispiel einer massiven Bodenplatte.

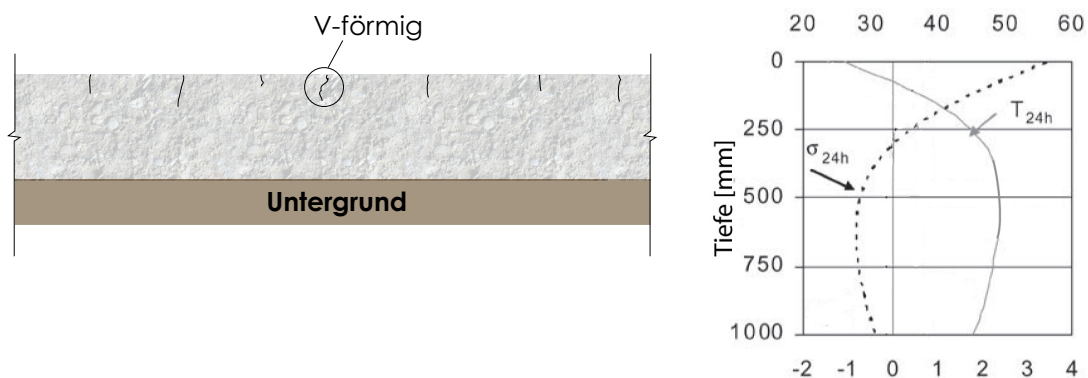


Abbildung 8: 1 m dicke Betonplatte auf einem Untergrund
 Links: Schematische Darstellung einer massiven Betonplatte und Entstehung V-förmiger Risse im Alter von ca. 3 Tagen
 Rechts: Temperatur- und Spannungsgradienten in der Bodenplatte im Alter von 1 Tag

2.2.2 Hygrisch induzierte Zwängungen

2.2.2.1 Endogenes Trocknen und Schwinden (Homogene Feuchtephänomene)

Das endogene Trocknungsschwinden ist eine direkte Folge des sogenannten endogenen Trocknens. Dieses Phänomen findet während des Hydratationsvorganges sowohl bei geschalteten (versiegelten) als auch bei austrocknenden (unversiegelten) zementgebundenen Werkstoffen statt. Bei niedrigen W/Z-Werten wird das wenige Wasser sehr schnell für die Hydratation des jungen Betons aufgebraucht. Dieser zeitabhängige, graduelle Feuchteverlust im Porensystem führt zu einer Verkleinerung des Volumens [Taza98]. In

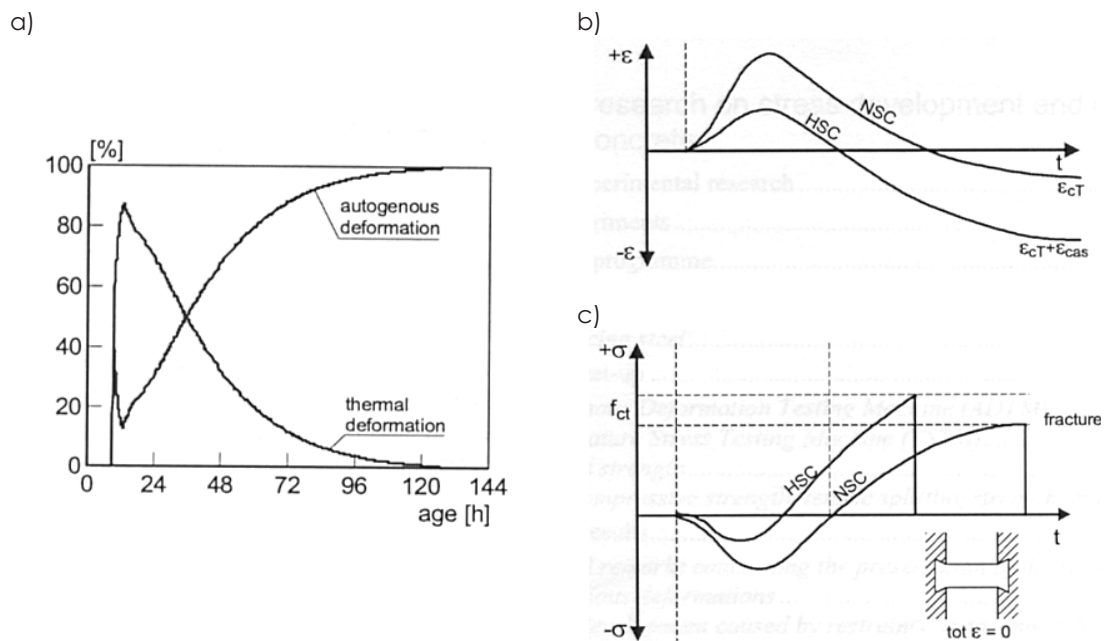


Abbildung 10: Zeitabhängige Trocknungs-, Dehnungs- und Spannungsverläufe [Sule04]
 a) Überlagerung von hygrischer und thermischer Verformung
 b) Auftretende Verformungen in einem Normalbeton (NSC) und einem hochfesten Beton (HSC)
 c) Spannungsentwicklung in einem eingespannten Betonelement

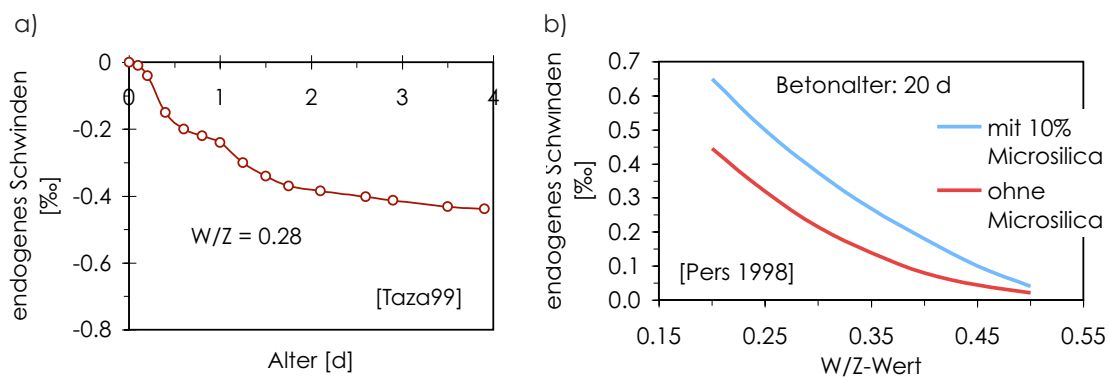


Abbildung 11: Verformung und Schwindmass infolge endogenen Trocknens [Pers98, Taza99]

stärker ist, kommt es zu internen Zwängungen, die im oberflächennahen Bereich zu Zugspannungen führen. Bei Überschreiten der Zugfestigkeit entstehen an der Oberfläche V-förmige Oberflächenrisse. Je höher das Schwindmass des Betons ist, desto ausgeprägter ist dieses Phänomen.

Die Austrocknung von Beton ist ein vergleichsweise langsamer Prozess. Die Rissbildung tritt häufig erst nach mehreren Monaten oder sogar Jahren auf.

Dieses Phänomen ist bei bindemittelreichen Betonen besonders akut. Besonders betroffen sind selbstverdichtende Betone, deren Schwindmass bekanntlich um 10 bis 40% höher

als dasjenige von Standardbetonen ist.

2.3 Rissarten

Hydratationswärmeentwicklung und Trocknungsschwinden treten im Gegensatz zum endogenen Schwinden auch bei Normalbetonen auf. Ihr Verlauf und ihr Ausmass können sich jedoch erheblich von denjenigen von Hochleistungsbetonen unterscheiden. Aus diesem Grund ist der Mechanismus, das Bild und die Charakteristika der zu erwartenden Rissbildung unterschiedlich. Während beispielsweise in einem Bauteil aus Normalbeton unter gegebenen Randbedingungen V-förmige Oberflächenrisse entstehen, können sich unter denselben Bedingungen in einem hochfesten Beton Trennrissen bilden. Tabelle 1 beschreibt einige Unterschiede von V-förmigen Rissen und Trennrissen.

	V-förmige Risse	Trennrisse
Betonart	- alle Betonarten	Alle Betonarten, insbesondere: - hochfeste Betone - selbstverdichtende Betone
Schadensmechanismus	- Trocknungsschwinden (hygrische Gradienten) - Temperaturgradienten (Thermoschock, Hydratationswärme) - Gradienten des Reifegrades	- endogenes Schwinden - gezwängte Kontraktion beim Abklingen der Hydratationswärmeentwicklung - mechanische Behinderung thermisch induzierter Verformungen
Zeitpunkt der Entstehung	- Monate bis Jahre nach der Herstellung	- Tage bis Wochen nach der Herstellung (hoher Zementgehalt führt zusätzlich zu fortschreitender Rissbildung im Verlauf von Monaten) - Im Fall von hochfestem Beton: Sogar unmittelbar nach Herstellung
Charakteristik	- Oberflächenrisse - Rissweite in der Tiefe abnehmend	- durchgehende, bauteiltrennende Risse - Rissweite ungefähr gleichmässig über ganzen Querschnitt (abgesehen von überlagerten V-förmigen Rissen)
typisch betroffene Bauwerke	- alle Beton- und Stahlbetonbauwerke - insbesondere massive Bauteile	- Brücken (insbesondere Leitmauern, Konsolköpfe, usw.)
Bemessungsgrundlage	- Norm SIA 262 (Mindestbewehrung)	-

Tabelle 1: Vergleich von V-förmigen Rissen und Trennrissen

2.4 Folgen der Rissbildung

Die Auswirkung von Rissen in Stahlbetonbauwerken auf Schadensmechanismen und demzufolge auf die Dauerhaftigkeit wurde in zahlreichen Arbeiten untersucht. Käser und Menn wiesen in Ihrer Arbeit auf die Problematik der wasserführenden Trennrisse hin [Kaes89]. Die Untersuchungen wurden an Bauwerken durchgeführt, die in den 70er Jahren erstellt wurden. Ausserdem betonten die Autoren die Unsicherheit bei der Vorhersage der zu erwartenden Rissweiten.

Keller vertiefte mit seinen Untersuchungen die Erkenntnisse dieser Arbeit und ergänzte sie durch weitere Felduntersuchungen an Brückenbauten, die zwischen 1899 und 1962 erstellt wurden [Kell92]. In beiden Arbeiten wurde ausdrücklich auf die Problematik wasserführender Trennrisse hingewiesen, die das grösste Risiko bezüglich Dauerhaftigkeit darstellen.

Das Schadenspotential von Rissen in Stahlbetonbauteilen hängt wesentlich davon ab, in welchem Ausmass die Risse den Wasser-, Feuchtigkeits- und Ionentransport verglichen mit dem ungerissenen Beton begünstigen. Lunk, Müller und Wittmann zogen aus umfangreichen Untersuchungen zu diesem Thema folgende Schlussfolgerungen [Lunk98]:

- Mikro- und Makrorisse bewirken eine erhöhte Wasser- und Salzaufnahme im Vergleich zum ungerissenen Beton. Ursache hierfür ist die Schaffung neuer innerer Saugflächen an den Rissflanken.
- Die maximale Steighöhe in einem Trennriß stellt sich unabhängig von der Rissweite und der Rauigkeit der Risswandungen nach einer kurzen Zeit ein. Diese Steighöhe ist indirekt proportional zur Rissweite des Trennrisses.

Martinola, Bäuml und Wittmann [Mart02] zeigten mit Hilfe experimenteller Untersuchungen, dass bereits Risse mit einer Rissweite von 0.02 bis 0.1 mm die kapillare Saugfähigkeit bis zum Dreifachen gegenüber einer rissfreien Oberfläche erhöhen.

3. Modellierung der Rissbildung

3.1 Vorbemerkung

Die Ursachen für die Rissbildung in zementgebundenen Werkstoffen sind komplexe Spannungszustände. Eine rechnerische Vorhersage ist demzufolge schwierig und auf analytischem Wege alleine nicht möglich.

Die Quantifizierung der Wirkung der unterschiedlichen Einflussfaktoren ist jedoch notwendig, um gezielte Massnahmen gegen die Rissbildung zu treffen. Gezielt bedeutet, dass nur dann und nur so viel wie nötig getan wird, um dauerhaftigkeitsrelevante Risse zu vermeiden.

Martinola untersuchte diese Zusammenhänge am Beispiel der Rissbildung und Ablösung zementgebundener Beschichtungen auf Beton detailliert [Mart01]. Er zeigte, dass es numerische Berechnungsverfahren auf der Basis realistischer Werkstoffgesetze erlauben, für beliebige Anfangs- und Randbedingungen diese komplexen Spannungszustände und die entsprechenden Verformungen (sowie Rissbildung) zu bestimmen. Diese Verfahren erlauben es, mittels Parameterstudien sowohl die massgebenden Einflussfaktoren der Rissbildung zu identifizieren, als auch Zielwerte für Werkstoffparameter zu quantifizieren, deren Einhaltung eine Vermeidung der Rissbildung ermöglicht. Dies wiederum ermöglicht die gezielte Anpassung der Betoneigenschaften und Randbedingungen.

Auch Bernard et al. behandelten mit Hilfe eines numerischen Modells den Einfluss von Bauteilgeometrie und Betonzusammensetzung (Zementtyp, Zementgehalt, W/Z-Wert, Zusatzmittel) auf die Rissbildung. Sie untersuchten die Auswirkungen der Hydratationswärmeentwicklung und des endogenen Schwindens auf partiell gezwängte Verbundbauteile aus Stahlbeton in jungem Alter [Bern01]. Auch sie konnten auf dieser Basis erfolgreich Massnahmen zur Kontrolle und Einschränkung der Rissbildung in hybriden Bauteilen ableiten.

3.2 Konstitutive Modelle

Thermische, hygrische und mechanische Phänomene sind komplex und häufig miteinander gekoppelt. Die Werkstoffeigenschaften selbst sind von unterschiedlichen Parametern und Zustandsvariablen wie Temperatur, Feuchtigkeit, Alter (Reifegrad), etc. abhängig. Die präzise Vorhersage der Rissbildung in Stahlbetonbauteilen erfordert den Einsatz realistischer Werkstoffgesetze.

Die Werkstoffgesetze müssen die zeitabhängigen Spannungen, Verformungen sowie Risse in Abhängigkeit von Feuchte- und Temperaturänderung und von extern wirkenden mechanischen Belastungen berechnen. Stahlbetonelemente sind ständig unterschiedlichen Temperaturen und Feuchtigkeiten ausgesetzt. Phänomene wie Trocknen, Befeuch-

ten, Erwärmen und Abkühlen alternieren ständig während der Nutzung des Bauwerkes. Der Feuchtetransport hängt zum Beispiel stark mit der effektiven Temperaturverteilung innerhalb des Elements ab. Um eine realistische Spannungsanalyse eines Bauteils durchführen zu können, müssen zuerst die zeit- und ortsabhängigen Temperatur- und Feuchteverteilungen berechnet werden.

Der zeitabhängige Feuchte- und Wärmetransport in porösen Werkstoffen kann durch die Kombination von gekoppelten partiellen Differentialgleichungen dargestellt werden, welche das fouriersche Gesetz (Wärmetransport siehe Gleichung 1) und das zweite fick-sche Gesetz (Feuchtetransport siehe Gleichung 2) beinhalten [Argy77]. Mit diesem Differentialgleichungssystem ist man in der Lage, unter der Berücksichtigung von definierten Anfangs- und Randbedingungen, zeitabhängige Feuchte- und Temperaturverteilungen zu beschreiben.

$$c_T \cdot \frac{\partial T(t, \vec{x})}{\partial t} = \operatorname{div}(\lambda(\overrightarrow{\operatorname{grad}}T(t, \vec{x}))) - \frac{\partial H_{hyd}(M(t, \vec{x}))}{\partial t} \quad (1)$$

$$\frac{\partial h(t, \vec{x})}{\partial t} = \operatorname{div}(D(T, h)) \cdot \overrightarrow{\operatorname{grad}}(h(t, \vec{x})) - q_{h, endo}(t) \quad (2)$$

\vec{x} = Punkt im System definiert über die Ortskoordinate (x,y,z) [m]

t = Zeit [h]

$T(t, \vec{x})$ = Temperatur [K]

c_T = Wärmekapazität [J/(m³K)]

λ = thermische Leitfähigkeit [W/(mK)]

H_{hyd} = Hydratationswärme [J/m³] definiert als Funktion des Reifegrads $M(t)$

$h(t, \vec{x})$ = Feuchtepotential [-]

$D(T, h)$ = hygrischer Diffusionskoeffizient [m²/h];

$q_{h, endo}(t)$ = Feuchtesenke aufgrund endogener Trocknung [1/h].

Die Wärmefreisetzung infolge Hydratation wird mit Gleichung 3 beschrieben [Roel94]:

$$H_{hyd}(M(t)) = H_{\infty} \cdot e^{-\left(\frac{a}{M(t)}\right)^d} \quad (3)$$

H_{∞} = Gesamthaft freigesetzte Hydratationswärme [J/m³]

a und d = Werkstoffabhängige Koeffizienten [-].

Die Berücksichtigung der zeitabhängigen Entwicklung der physikalischen und mechanischen Eigenschaften erfolgt mit einem Reifegradmodell (Gleichung 4). Die feuchte- und

temperaturabhängige äquivalente Zeit wird als Reifegrad $M(t)$ [-] bezeichnet [Baza72].

$$M(t) = \int_{t_0}^t (f(T(t)) \cdot g(h(t))) dt \quad (4)$$

$f(T(t))$ = Arrheniusfunktion

$g(h(t))$ = Feuchteabhängige Funktion

Der Reifegrad von Beton hängt von der Feuchtigkeit und der Temperatur ab. Das wird mit den Funktionen $f(T(t))$ [-] und $g(h(t))$ [-] berücksichtigt. Die Entwicklung des Reifegrades von Beton ist bei höheren Temperaturen beschleunigt (Arrheniusgesetz) und durch die Feuchte gesteuert.

$$f(T(t)) = e^{-\frac{Q}{R} \left(\frac{1}{T_0 + 273} - \frac{1}{T_0} \right)} \quad (5)$$

Q = Aktivierungsenergie für die Hydratation [J/mol]

T_0 = Referenztemperatur [K]

R = universelle Gaskonstante [J/(molK)]

$$g(h(t)) = \frac{1}{1 + (a_c \cdot (1-h(t)))^{b_c}} \quad (6)$$

a_c und b_c = werkstoffabhängige Koeffizienten [-]. Typische Werte für a_c und b_c sind 1 und 2.

Die Gleichung 1 und Gleichung 2 werden mit den folgenden Bedingungen ergänzt:

- Randbedingungen:

$$\overrightarrow{q_{F,i}(t)} = \gamma_{F,i} \cdot (T(t) - T_{ext}(t)) \cdot \overrightarrow{F_{F,i}} \quad (7)$$

$\overrightarrow{q_{F,i}(t)}$ = Wärmefluss normal zur exponierten Fläche $F_{F,i}$ [W/(m²)]

$\gamma_{F,i}$ = Wärmeübergangskoeffizient normal zur Oberfläche $F_{F,i}$ [W/(m²K)]

$\overrightarrow{F_{F,i}}$ = Einheitsvektor normal zur Oberfläche $F_{F,i}$ [-]

$T_{ext}(t)$ = externe Temperatur [K].

$$\overrightarrow{q_{F,i}(t)} = \beta_{F,i} \cdot (h(T) - h_{ext}(T)) \cdot \overrightarrow{F_{F,i}} \quad (8)$$

$\overrightarrow{q_{F,i}(t)}$ = Feuchtefluss normal zur exponierten Fläche $F_{F,i}$ [m/h]

$\beta_{F,i}$ = Feuchteübergangskoeffizient normal zur Oberfläche $F_{F,i}$ [m/h]

$\vec{F}_{F,i}$ = Einheitsvektor normal zur Oberfläche F,i [-]

h_{ext} = externes relatives Feuchtepotential [-]

- Anfangsbedingung beim Zeitpunkt t_0 [h]:

$$T(t_0, \vec{x}) = T_0(\vec{x}) \quad (9)$$

$$h(t_0, \vec{x}) = h_0(\vec{x}) \quad (10)$$

Das nichtlineare Differentialgleichungssystem wird mit Zeitintegration gelöst. Die Werkstoffkenngrößen sind somit von den Zustandsvariablen Reifegrad, Temperatur und Feuchtepotential abhängig. Das physikalisch-mechanische Verhalten wird zu jedem Zeitpunkt mit der totalen Dehnung folgendermassen beschrieben:

$$\varepsilon_{tot}(t) = \varepsilon_{el}(t) + \varepsilon_{cr}(t) + \varepsilon_{sof}(t) + \varepsilon_h(t) + \varepsilon_T(t) \quad (11)$$

Die totale Dehnung $\varepsilon_{tot}(t)$ [-] ist in die elastische Dehnung $\varepsilon_{el}(t)$, die Kriechdehnung $\varepsilon_{cr}(t)$, die lokale Dehnung bei der Rissentstehung $\varepsilon_{sof}(t)$, die hygriech induzierte Dehnung $\varepsilon_h(t)$ und in die thermisch induzierte Dehnung $\varepsilon_T(t)$ zerlegt. Die elastische Dehnung wird mit dem Hook'schen Gesetz berechnet. Die physikalisch induzierten Dehnungen werden mit den berechneten Temperatur- bzw. Feuchteverteilungen und dem thermischen Ausdehnungskoeffizienten $\alpha_T(T)$ [1/K] bzw. dem hygriechen Schwindkoeffizienten $\alpha_h(h)$ [-] wie folgt berechnet:

$$\begin{aligned} \varepsilon_T(t) &= \alpha_T(T) \cdot \delta T \\ \varepsilon_h(t) &= \alpha_h(h) \cdot \delta h \end{aligned} \quad (12)$$

δT = infinitesimales Temperaturinkrement [K]

δh = infinitesimales Feuchtepotentialinkrement [-].

Das viskoelastische Verhalten des Werkstoffs wird mit Hilfe einer Kriechfunktion und des Superpositionsprinzips von Boltzmann beschrieben. Die Kriechdehnung $\varepsilon_{cr}(t)$ kann mit Hilfe des Volterra-Integrals berechnet werden:

$$\varepsilon_{cr}(t) = \int_{-\infty}^t J(t, \tau) \vec{C} \frac{d}{dt} \sigma(\tau) d\tau \quad (13)$$

$\varepsilon(\tau)$ = Kriechdehnung [-]

τ = Zeit der Belastung [h]

$J(t, \tau)$ = Kriechfunktion [1/MPa]

\vec{C} = Nachgiebigkeitsmatrix [-]

$d\sigma(\tau)/(dt)$ = Spannungsrate [MPa/h]

$d\tau$ = infinitesimaler Zeitschritt der Belastung [h].

Die Kriechfunktion kann mit Hilfe von sechs parallel geschalteten Maxwellketten approximiert werden. Die Steifigkeit und die dynamische Viskosität werden mit einer inversen Analyse aus experimentellen Ergebnissen ermittelt [Schi03].

Die Theorie der nichtlinearen Bruchmechanik ermöglicht die Berechnung der Rissbildung. Das fiktive Rissmodell [Hill76] wird häufig für quasi-spröde Werkstoffe wie Beton und Mörtel eingesetzt. Im vorgeschlagenen Modell wird das kohäsive verschmierte Rissmodell [Baza83] für die Beschreibung der Rissbildung im Kontinuum eingesetzt. Die lokale Dehnung bei der Rissentstehung ist durch die Spannungs-Dehnung-Entfestigungskurve des Werkstoffes gesteuert. Die Fläche unter dieser Dehnungsentfestigungskurve entspricht der Bruchenergie (notwendige Energie zur Erzeugung eines Risses).

3.3 Berechnungsverfahren

Die hygrischen und thermischen Phänomene finden gleichzeitig statt. Diese werden mit Gleichung 1 und Gleichung 2 und den entsprechenden Anfangs- und Randbedingungen berechnet. Aufgrund der Komplexität des konstitutiven Modells werden die Lösungen mit Hilfe der Finite Elemente Methode berechnet. Bei jedem Zeitinkrement werden zuerst die Zustandsvariablen Temperatur, Feuchtepotential und Reifegrad bestimmt. Im nächsten Schritt wird das System inkrementeller Gleichgewichtsgleichungen gelöst. In jedem Knoten des FE-Netzes sind die Verformungen so iteriert (Lösungsalgorithmus Newton-Rapson), dass sie mit den internen Beanspruchungen (thermischen und hygrisch) und den extern wirkenden Beanspruchungen (mechanische Lasten) im Gleichgewicht sind. Somit ist es möglich, das Dehnungsinkrement an jedem Integrationspunkt zu berechnen und dann die Spannungsinkremente mit Hilfe des Werkstoffgesetzes zu bestimmen.

In diesem Modell ist die Feuchtediffusivität nicht durch das Risswachstum beeinflusst. Diese Hypothese ist aufgrund der Ergebnisse von [Witt95] gerechtfertigt. Die Experimente zeigten, dass die Austrocknungsrate nur marginal erhöht wird, wenn Risse auftreten.

Das gesamte konstitutive Modell wurde durch experimentelle Untersuchungen validiert [Mart01].

Zur Berechnung der Rissbildung in Stahlbetonelementen stehen dem Ingenieur grundsätzlich die in der Tabelle 2 angegebenen FE-Codes zur Verfügung. Jede angegebene Software kann zeitabhängige thermisch-mechanische Probleme lösen. Das bereits beschriebene Modell (inklusive Kopplung thermisch-hygrisch-mechanischer Beanspruchungen) ist momentan nur in zwei kommerziellen FE-Softwarepaketen teilweise implementiert (César LCPC und MLS).

FE Software	Wärme-transport	Feuchte-transport	gekoppelte Wärme-Feuchte-Transport	endogene Trocknung	Reifegrad (Maturity)	Eigenschaften WFM-abhängig
Abaqus, Ansys, Adina, Marc, Nastran, Atena, ...	x	x				f(T resp. H)
Diana	x	x		f(t)	f(T)	f(T, M)
MLS	x	x	x	f(t)	f(T, h)	f(T, M)
Cesar LCPC	x	x	x	f(T, M)	f(T)	f(T, M)

Tabelle 2: Übersicht über die kommerziellen FE-Softwarepakete
(T = Temperatur, H = Feuchte, t = Zeit, M = Reifegrad)

3.4 Experimentelle Bestimmung der Werkstoffeigenschaften

Für die numerische Simulation werden eine Reihe thermischer, hygrischer und mechanischer Werkstoffeigenschaften benötigt. Diese müssen möglichst präzise mit einer geeigneten Prüfmethode sowie adäquater Auswertungsmethoden bestimmt werden.

a) Mechanische Eigenschaften

Zur Charakterisierung des mechanischen Verhaltens sind folgende Parameter beziehungsweise Prüfungsmethoden notwendig:

- *Druckfestigkeit:* EN 12 390-3, Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern (2002)
- *Zugfestigkeit:* EN 12 390-6, Prüfung von Festbeton - Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern (2001)
- *E-Modul:* SIA, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein; SIA 262/1 - Anhang G
- *Bruchenergie:* RILEM; „Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend tests on notched beams, FMC1“; Technical Recommendations for Testing and Use of Construction Materials; International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures (ed.); 99-101 (1992)
- *Dehnungsentfestigungsdiagramm:* Bestimmung der Entfestigungskurve mittels inverser Analyse aus experimentellen Daten und Festlegung der

Rissbandbreite in Abhängigkeit der charakteristischen Länge, siehe [Roel86]

- *Kriechen*: SIA, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein; SIA 262/1 - Anhang F

Diese Werkstoffeigenschaften sind stark altersabhängig. Ebenfalls beeinflusst auch die Grösse der Probekörper diese Eigenschaften (sogenannter „size-effect“). Vor allem in jungem Alter (12h bis 3d) sollte deren zeitlicher Verlauf daher bekannt sein.

b) Hygrische Eigenschaften

Zur Charakterisierung des hygrischen Verhaltens sind folgende Parameter beziehungsweise Prüfungsmethoden notwendig:

- *Hygrischer Ausdehnungskoeffizient*: Die Bestimmung erfolgt aus Schwindmessungen (SIA, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein; SIA 262/1 - Anhang F) bei unterschiedlichen externen relativen Luftfeuchtigkeiten siehe [Mart01]
- *Feuchtesenke aufgrund endogenen Schwindens*: Feuchtemessungen an diffusionsdichtversiegelten Probekörpern (siehe [Baro94] und [Mart01])
- *Hygrischer Diffusionskoeffizient*: Dieser Koeffizient kann durch eine inverse Analyse gravimetrischer Trocknungsversuche in Anlehnung an [Witt89] und [Mart01] bestimmt werden.

c) Thermische Eigenschaften

Zur Charakterisierung des thermischen Verhaltens sind folgende Parameter, beziehungsweise Prüfungsmethoden notwendig:

- *Thermischer Ausdehnungskoeffizient*: EN 1770 - Thermischer Ausdehnungskoeffizient
- *Wärmekapazität*: Messung mit einem DSC-Instrument (differential scanning calorimeter (siehe auch [Lie 96]))
- *Wärmeleitfähigkeit*: Messung mit kommerzielle Messgeräte nach dem „hot wire“ Methode (siehe auch [Lie 96]))
- *Hydratationswärme*: Dutch standard - CUR recommendation 64

3.5 Beispiel einer numerischen Berechnung zur Vorhersage der Spannungsentwicklung in einer Brückenrandleitmauer

Zur Veranschaulichung der Funktionsweise und der Leistungsfähigkeit des bereits präsentierten Berechnungsverfahrens, wurde anhand eines oft auftretenden Beispiels eine Pa-

parameterstudie durchgeführt.

Heute werden Randleitmauern von Brücken häufig monolithisch und fugenlos betoniert. Durch den Verzicht auf Fugen werden die Unterhaltskosten somit reduziert. Diese Bauweise bewährt sich besonders, wenn die Randleitmauer aus einem dichten frosttausalzbeständigen Beton besteht, der während der Nutzungsdauer möglichst rissfrei bleibt.

In dieser Studie wird das Rissbildungsrisiko einer Randleitmauer aus Stahlbeton in jungem Alter analysiert.

Abbildung 12 zeigt eine schematische Darstellung des Systems Bodenplatte-Randleitmauer.

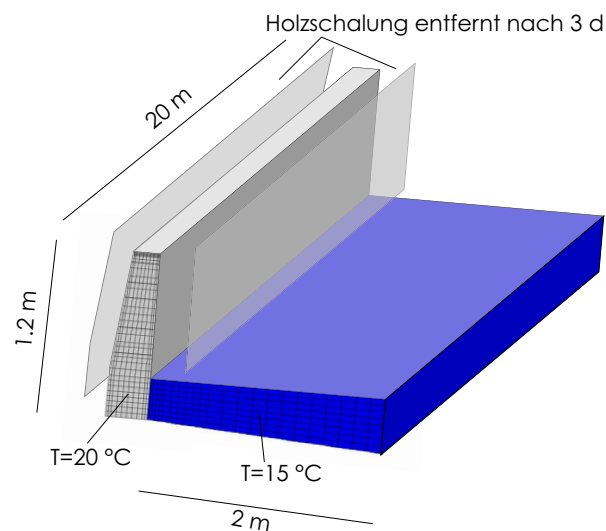


Abbildung 12: Beispiel für die numerische Berechnung eines Bauteils

Zum Zeitpunkt $t=0$ wird an die Bodenplatte eines Viaduktes, die eine Temperatur von 15 °C hat, eine 20 m lange Randleitmauer mit einer Frischbetontemperatur von 20 °C anbetoniert. Während der Abkühlungsphase treten aufgrund der thermischen Kontraktion Zugspannungen in Brückenlängsrichtung auf, verursacht durch die Zwängung der Bodenplatte. Falls die auftretenden Zugspannungen die Zugfestigkeit des Werkstoffs überschreiten, ist das Risiko zur vertikalen Rissbildung in der Randleitmauer gross.

Die zeitabhängige Temperaturentwicklung der umgebenden Luft wurde mit einer sinusförmigen Funktion angenähert. In dieser Studie wurden die Holzschalungen der Randleitmauer nach 72 Stunden entfernt. Der Wärmeübergangskoeffizient der Schalung beträgt $4.4\text{ W/m}^2\cdot\text{K}$. Ab diesem Zeitpunkt findet ein starker Wärmeaustausch des Betonelementes mit der Umgebung statt. Die Dauer der Simulation beträgt 7 d . Dabei wird insbesondere auf die Rissbildung im jungen Alter geachtet. Die zeitabhängigen klimatischen Randbedingungen sind in Abbildung 13 dargestellt. In dieser Berechnung wurde der Effekt der So-

larstrahlung nicht berücksichtigt.

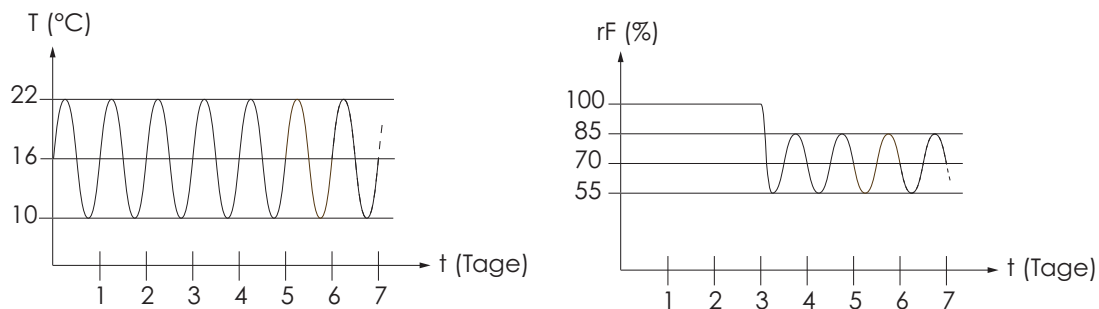


Abbildung 13: Klimatische Anfangs- und Randbedingungen für die Randleitmauer

Der beschriebene Ablauf wird mit Hilfe des erläuterten Modells simuliert. Folgende Massnahmen werden in Form einer Parameterstudie miteinander verglichen:

- Fall 1: Standard
Als Referenzbeton wurde ein Beton gewählt, der den Anforderungen der Expositionsklasse XF4 genügt:
CEM II A-LL: $375\text{kg}/\text{m}^3$, $W/Z = 0.42$, $D_{\text{max}} = 16\text{mm}$ (Im Folgenden bezeichnet als „Referenz“)
- Fall 2: Reduktion der Hydratationswärme
Beim Referenzbeton wird der Zement (CEM II A-LL) mit einem Hochofenzement CEM III B ersetzt. Mit dieser Massnahme wird die Menge und vor allem die Rate der freigesetzten Hydratationsenergie reduziert (Im Folgenden bezeichnet als „Redhyd“).
- Fall 3: Reduktion der Frischbetontemperatur
Der Referenzbeton (Fall 1) wird künstlich gekühlt und mit einer Frischbetontemperatur von 10°C eingebaut.
- Fall 4: Verlängerte Nachbehandlung
Bei dieser Massnahme werden die Ausschulfristen von 3d auf 7d erhöht.
- Fall 5: Einfluss der endogenen Trocknung
Dieses Phänomen tritt besonders bei Betonen mit einem tiefen W/Z -Wert und Mikrosilika auf. In diesem Fall wird der Referenzbeton mit einer erhöhten Fließmitteldosierung und der Zugabe von Mikrosilika modifiziert (Im Folgenden bezeichnet als „Hochfest“).
- Fall 6: Zugabe eines Expansionsmittels
Die Referenzmischung wird durch die Zugabe eines Expansionsmittels (ca. 5% bezogen auf das Zementgewicht) ergänzt. Mit dieser Massnahme

werden die während der Abkühlungsphase auftretenden thermischen Verformungen durch eine kontrollierte Expansion des Betons kompensiert (Im Folgenden bezeichnet als „Exp“).

Vor der Durchführung der nichtlinearen thermisch-hygrisch-mechanischen Analyse müssen die Werkstoffeigenschaften bestimmt oder definiert, sowie die Anfangs- und Randbedingungen festgelegt werden. Die mechanischen Eigenschaften der ausgewählten Betone sind in Abbildung 14 und in Tabelle 3 zusammengefasst.

Das altersabhängige Kriechverhalten der definierten Betonsorte wurde mit den Kriechfunktionen in Abbildung 15 beschrieben.

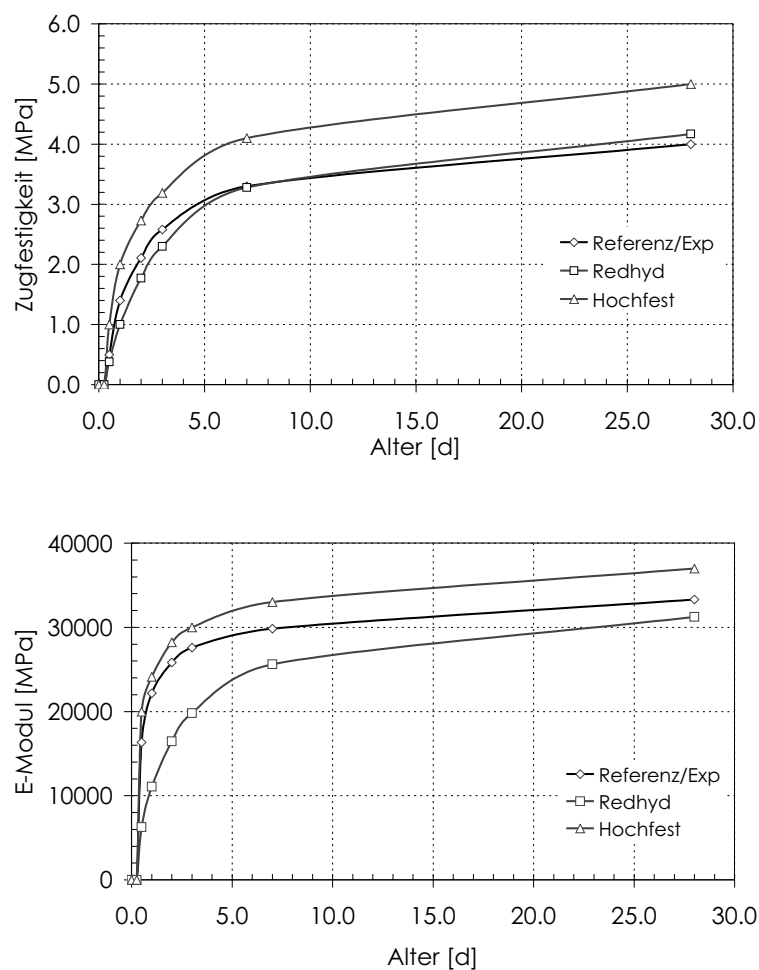


Abbildung 14: Zeitabhängige Entwicklung der Zugfestigkeiten (oben) und der E-Module (unten)

In dieser Parameterstudie werden Spannungen und Verformungen lediglich im viskoelastischen Zustand des Betons berechnet. Die zeitlichen Spannungsentwicklungen werden direkt mit der Festigkeit des Bestons verglichen. Aus dem Grund werden hier keine Angaben zum Bruchverhalten des Betons (Dehnungsentfestigungsfunktion und Bruchenergie)

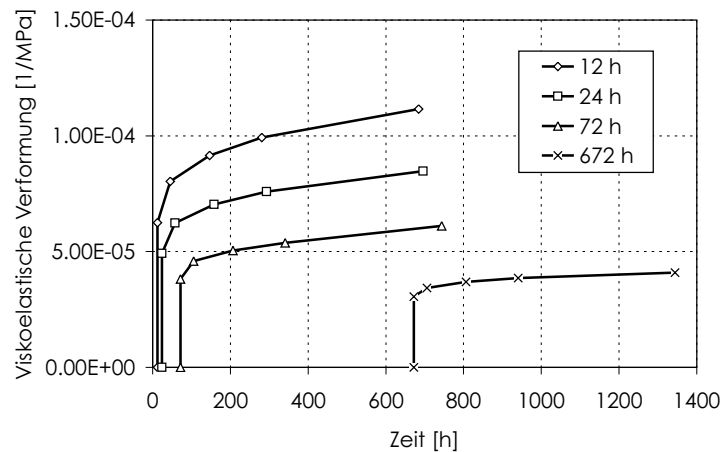


Abbildung 15: Zeitabhängige viskoelastische Verformung im Alter von 0.5, 1, 3 und 28 Tagen

Mechanische Eigenschaften	Referenz/Exp	Redhyd	Hochfest
Druckfestigkeit [MPa]	46	42	59
Zugfestigkeit [MPa]	4.0 (Abbildung 14)	4.3 (Abbildung 14)	5.0 (Abbildung 14)
E-Modul [MPa]	31200 (Abbildung 14)	33300 (Abbildung 14)	37000 (Abbildung 14)
Bruchenergie	-	-	-
Dehnungsentfestigungsdiagramm	-	-	-
Kriechen	(Abbildung 15)	(Abbildung 15)	(Abbildung 15)
Poissonzahl [-]	0.2	0.2	0.2

Tabelle 3: Übersicht der mechanischen Eigenschaften der Betone im Alter von 28d

benötigt.

Bei den hygrischen Eigenschaften ist das Schwindverhalten des Betons besonders wichtig. In Abbildung 16 a) und b) sind Trocknungsswinden und endogenes Schwinden gezeigt. Das daraus resultierende Endschwindmass ist in Abbildung 16 c) dargestellt. Für alle betrachteten Betone wurde hier derselbe hygrische Diffusionskoeffizient angenommen (siehe Abbildung 16 d). Diese Annahme ist gerechtfertigt, da die marginalen Unterschiede dieses Parameters für den Vergleich der Rissbildung in jungem Alter irrelevant sind. Eine Übersicht über die Parameter befindet sich in Tabelle 4.

Die thermischen Eigenschaften der untersuchten Betonsorten sind in Tabelle 5 angegeben. Ein Unterschied besteht lediglich bei der Hydratationswärme.

Die zeitabhängige Hydratationswärmefreisetzung unter adiabatischen Bedingungen ist in Abbildung 17 gezeigt. Diese Eigenschaft ist von besonderer Bedeutung, weil sie unter anderem die maximale Temperatur im Kern des Bauteils bestimmt.

Zur Berücksichtigung des Temperatur- bzw. Feuchteinflusses auf die Entwicklung der

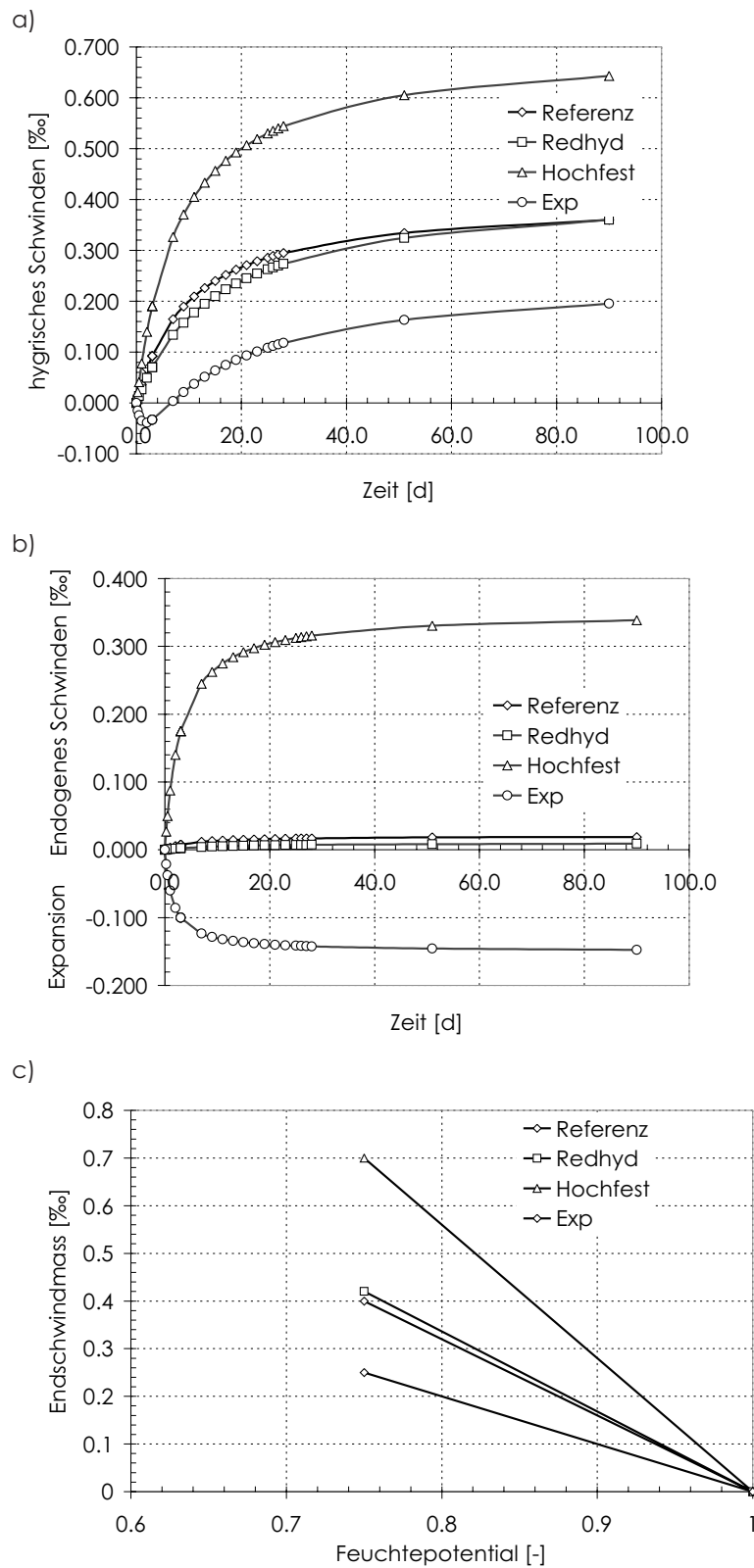


Abbildung 16: Hygrische Eigenschaften der untersuchten Betone:
 a) Trocknungsschwinden
 b) endogenes Schwinden
 c) Endschwindmass
 d) hygrischer Diffusionskoeffizient

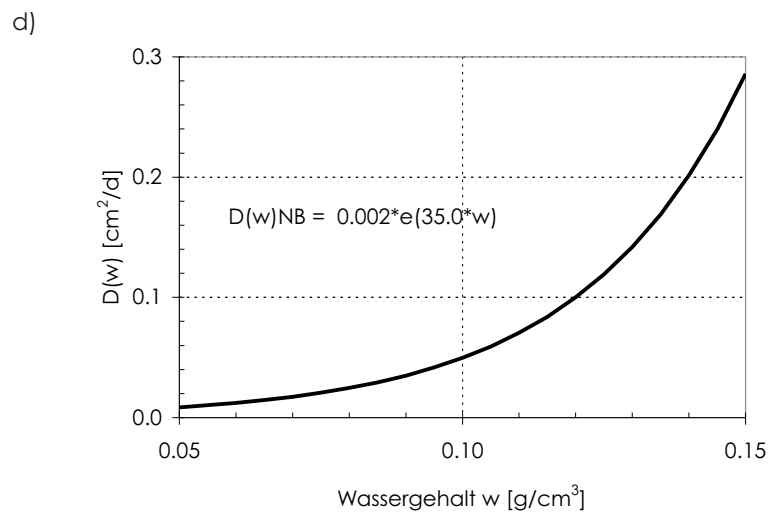


Abbildung 16: Hygrische Eigenschaften der untersuchten Betone:

- a) Trocknungsschwinden
- b) endogenes Schwinden
- c) Endschwindmass
- d) hygrischer Diffusionskoeffizient

hygrische Eigenschaften	Referenz/Exp	Redhyd	Hochfest
Hygrischer Ausdehnungskoeffizient	Abbildung 16, c)	Abbildung 16, c)	Abbildung 16, c)
Feuchtesenke (beziehungsweise endogenes Schwinden/Expansion)	Abbildung 16, b)	Abbildung 16, b)	Abbildung 16, b)
Hygrischer Diffusionskoeffizient	Abbildung 16, d)	Abbildung 16, d)	Abbildung 16, d)

Tabelle 4: Hygrische Eigenschaften

Werkstoffeigenschaften wurden die Parameter $Q/R = 4,700 \text{ K}$ and $T_0 = 20 \text{ K}$ gewählt (siehe Gleichung 5).

Als erstes Ergebnis der numerischen Analyse ist in Abbildung 18 eine zweidimensionale Darstellung der Temperaturverteilung nach 24h gezeigt. Die höchsten Temperaturen treten im Kern der Randleitmauer in einem Alter von ca. 15 bis 20 Stunden auf.

thermische Eigenschaften	Referenz/Exp	Redhyd	Hochfest
Wärmekapazität [$\text{kJ}/\text{m}^3\text{K}$]	2,430	2,480	2,430
Wärmeleitfähigkeit [W/mK]	2,4	2,4	2,4
thermischer Ausdehnungskoeffizient [$1/\text{K}$]	$10 \cdot 10^{-6}$	$10 \cdot 10^{-6}$	$10 \cdot 10^{-6}$
Freigesetzte Hydratationswärme [kJ/m^3]	120'000 (Abbildung 17)	80'000 (Abbildung 17)	125'000 (Abbildung 17)

Tabelle 5: Thermische Eigenschaften

Die maximal erreichten Temperaturen für die untersuchten Fälle sind in Tabelle 6 angegeben.

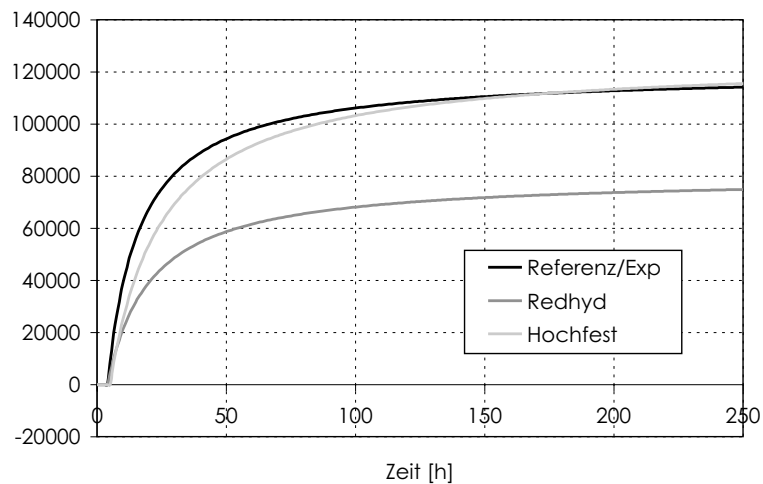


Abbildung 17: Zeitabhängige Entwicklung der Hydratationswärme

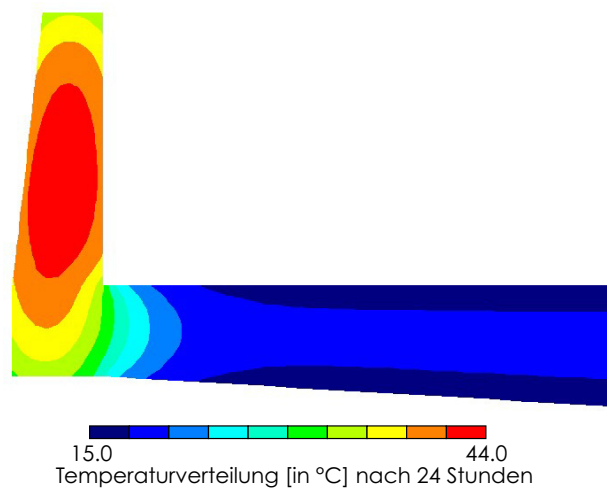


Abbildung 18: Temperaturverteilung im Bauteil (Fall 1), 24 Stunden nach dem Betonieren

	Fall 1	Fall 2	Fall 3	Fall 4	Fall 5	Fall 6
max. Temperatur [°C]	44	32	37	44	44	44

Tabelle 6: Maximale Temperaturen im Kern des Bauteils

Die Feuchteverteilungen in den ersten Tagen sind nur für den Fall 5 relevant. Bei Betonen mit tiefen W/Z-Werten findet eine innere Trocknung (endogene Trocknung) statt. In Abbildung 19 a) erkennt man, dass der Referenzbeton praktisch gesättigt ist. In jungem Alter sind die Feuchtegradienten praktisch nicht erkennbar. Im Fall 5 dagegen erkennt man den Effekt der endogenen Trocknung. Nach 7 Tagen ist der Beton im hygrischen Gleichgewicht mit einer relativen Feuchtigkeit von 88% (siehe Abbildung 19 b)).

Abbildung 20 zeigt eine zweidimensionale Verteilung der Spannungen in Längsrichtung im Bauteilquerschnitt für den Fall 1 in einem Alter von 93.9 Stunden.

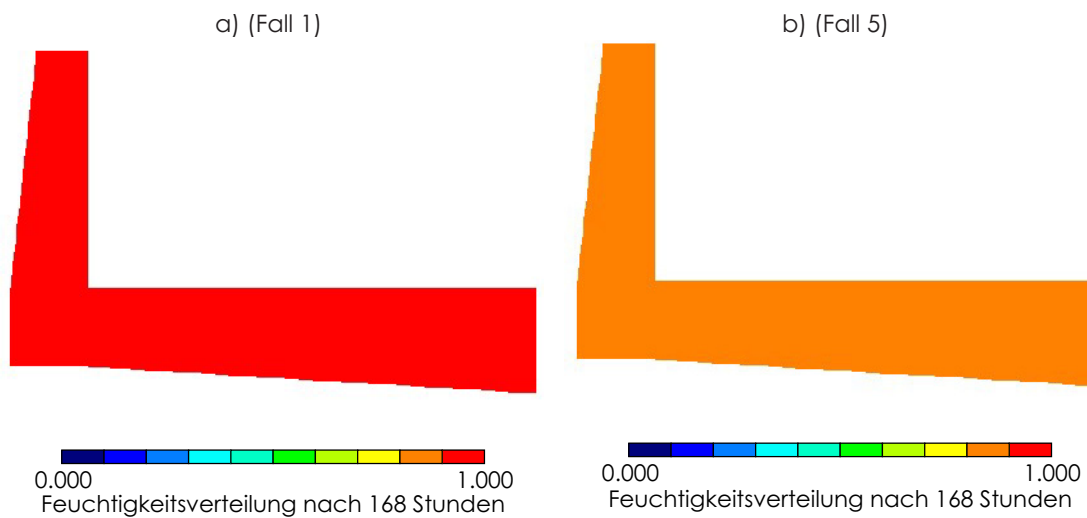


Abbildung 19: Feuchtigkeitsverteilung im Bauteil, 168 Stunden nach dem Betonieren

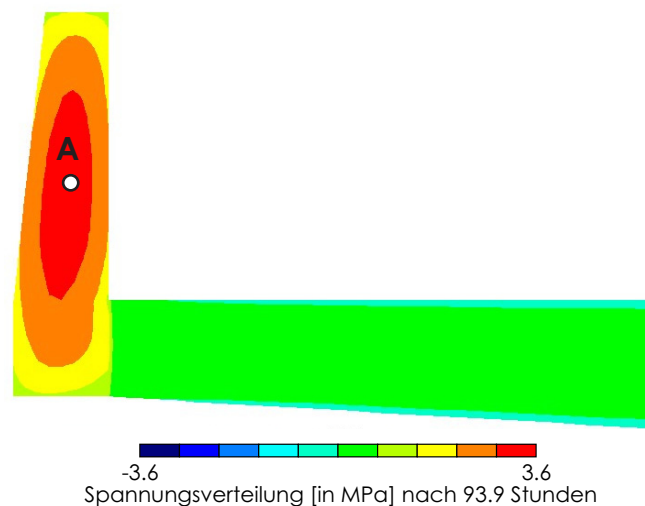


Abbildung 20: Spannungsverteilung in der Längsrichtung (Fall 1), 88 Stunden nach dem Betonieren

Die höchsten Zugspannungen treten im Kern der Randleitmauer auf, wo die höchsten Temperaturen entstehen. Die zeitliche Entwicklung der Spannungen im Kern der Randleitmauer (siehe Punkt A in Abbildung 20) sind gemeinsam mit der Festigkeitsentwicklung für die Fälle 1 bis 6 in Abbildung 21 dargestellt. In jedem berechneten Fall wurde die Zugfestigkeitsentwicklung in Abhängigkeit der eingesetzten Betone und von den Randbedingungen berechnet.

Fall 1: Standard

Schon im Alter von 2 Tagen erreicht die Spannung das Niveau der Festigkeit. Die Zugfestigkeit des Betons wird in einem Alter von ungefähr 4 Tagen deutlich überschritten. Unter diesen Bedingungen wird die Randleitmauer reißen. Es handelt sich um durchgehende Risse, die aufgrund der thermischen Kontraktion des gesamten Leitmauerelements wä-

rend der Abkühlungsphase aufgetreten sind.

Fall 2: Reduktion der Hydratationswärme

Aufgrund der reduzierten freigesetzten Hydratationswärmemenge sind die maximalen Temperaturen im Kern des Bauteils 12 °C tiefer im Vergleich zu Fall 1. Aufgrund der kleineren thermischen Kontraktion liegen in diesem Fall die Spannungen tiefer. Die Festigkeitsentwicklung im Beton mit niedriger Hydratationswärme verläuft vergleichsweise langsam. Aus diesem Grund trotz reduzierter Spannungen nach 4 Tagen das Niveau der Zugfestigkeit erreicht. In diesem Fall wäre eine verlängerte Nachbehandlung (Erhöhung der Schalungsfristen von 72h auf 96h) von Vorteil, weil ab diesem Zeitpunkt die Zugfestigkeit des Betons ausreichend hoch ist.

Fall 3: Reduktion der Frischbetontemperatur

Der positive Effekt der Reduktion der Frischbetontemperatur auf 10°C durch die Kühlung des Wassers ist in Abbildung 21 für den Fall 4 deutlich zu erkennen. Auch in diesem Fall treten niedrigere Spannungen als im Fall 1 auf, da die maximal erreichte Temperatur nur 37°C beträgt. Gleichzeitig verläuft aber auch die Zugfestigkeitsentwicklung im gekühlten Beton langsamer als in Fall 1. Daher liegen die Spannungen knapp unter der Zugfestigkeitsgrenze. Dennoch muss man in diesem Fall mit einem gewissen Rissrisiko rechnen, weil nach ca. 4 Tagen keine Festigkeitsreserve mehr vorhanden ist.

Fall 4: Verlängerte Nachbehandlung

Eine Erhöhung der Ausschulfristen von 3 Tagen auf 7 Tage führt zu einer Reduktion der Spannungsamplitude. Dies ist auf die Periode begrenzt, in welcher die Schalung die Isolationsfunktion wahrnimmt. Diese Massnahme reduziert im Fall 4 das Risiko der Rissbildung nicht, weil das Spannungsniveau ebenso hoch ist wie die Zugfestigkeit. Spätestens nach dem Ausschalen werden auch in diesem Fall Risse auftreten.

Fall 5: Einfluss der endogenen Trocknung

Obwohl die Zugfestigkeit bereits nach 2 Tagen fast 3 MPa erreicht, ist das Risiko der Rissbildung in hochfesten Betonen sehr gross. Die Zugfestigkeit wird bereits nach 1.7 Tagen überschritten. Der thermischen Kontraktion wird zeitgleich das hygrische Schwinden infolge endogener Trocknung überlagert. In diesem Fall treten die durchgehenden Risse bereits vor dem Ausschalen auf.

Fall 6: Zugabe eines Expansionsmittels

Die besten Ergebnisse treten interessanterweise im Fall 6 auf. Die thermische Kontraktion der ersten Tage wird mit einer kontrollierten Volumenzunahme kompensiert (siehe Abbildung 16 a) und b)). Auch nach dem Ausschalen (kritisches Alter: 4 Tage) ist mit einer gewissen Spannungsreserve (Unterschied zwischen Spannung und Zugfestigkeit) zu rechnen. Beim Einsatz von Expansionsmitteln ist wichtig, dass die Expansionsdehnung des Betons unter versiegelten Bedingungen nicht die Grenze von 0.3 bis 0.4 Promille überschreitet, da ansonsten mit einer Reduktion der Festigkeit zu rechnen ist.

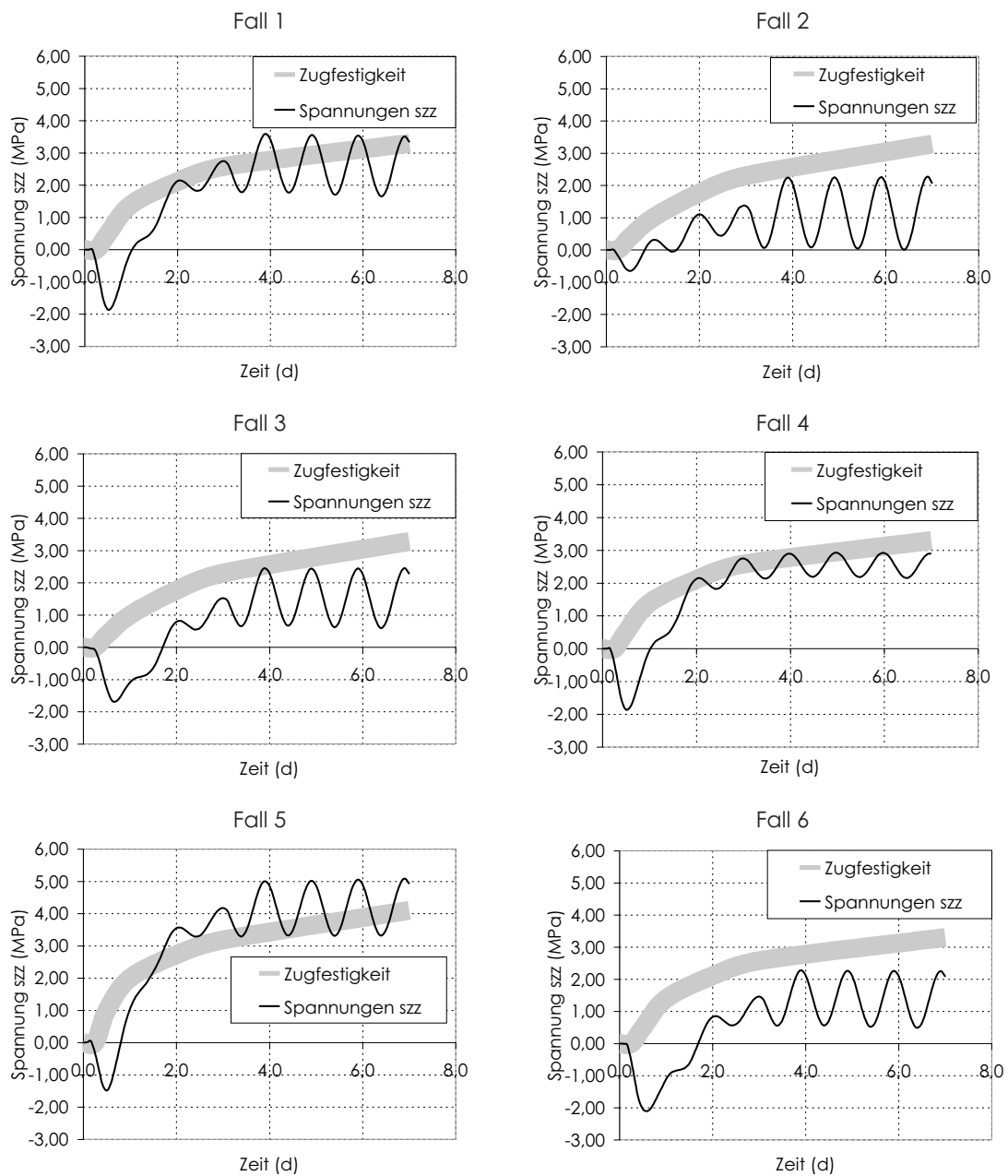


Abbildung 21: Zeitlicher Verlauf der Zugspannung in der Randleitwand in Längsrichtung im Vergleich zur Entwicklung der Zugfestigkeit. Die relativ breite graue Kurve der Zugfestigkeit zeigt den Streubereich.

4. Identifikation der wesentlichen Einflussfaktoren

4.1 Einleitung

Ungeachtet des quantitativen Einflusses lassen sich die wesentlichen Einflussfaktoren der Rissbildung neben der mechanischen Belastung in zwei Gruppen aufteilen:

- Faktoren, welche die Volumenänderung des Betons beeinflussen
- Faktoren, welche die Zwängung beeinflussen

Einfacher greifbar, vor allem bezüglich der Umsetzung realer Massnahmen im Hinblick auf die Rissvermeidung ist die Aufteilung in diejenigen Bereiche, welche in Abbildung 22 genannt sind.

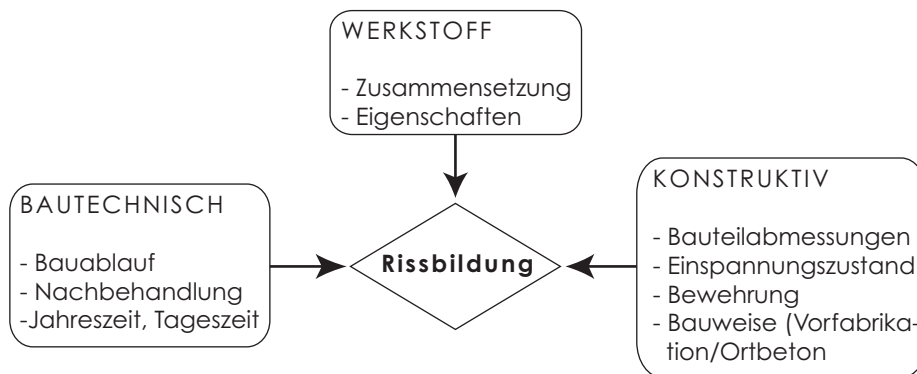


Abbildung 22: Haupteinflussfaktoren der Rissbildung

Eine Bewertung der Einflussfaktoren im Zusammenhang mit den Massnahmen zu deren Beeinflussung wird in Kapitel 5 vorgenommen.

4.2 Relevante Werkstoffeigenschaften

Die relevanten Werkstoffeigenschaften, welche die Rissbildung beeinflussen, sind in Tabelle 7 aufgelistet. Diese Zusammenhänge wurden aus [Mart01] übernommen. Es ist entscheidend, die Grössen als zeitabhängige Grössen zu betrachten.

Schlüsselgrössen	Bestimmt von
endogenes Schwinden	- W/Z-Wert - Bindemittel (Zusammensetzung, Mahlfineinheit, Dosierung und Zusatzstoffe wie Mikrosilika)
Trocknungsschwinden	- Zusammensetzung des Zementes - W/Z-Wert - Wassergehalt

Tabelle 7: Werkstoffeigenschaften, welche die Rissbildung beeinflussen und deren Abhängigkeiten

Schlüsselgrößen	Bestimmt von
Hydratationswärme	- Bindemittel (Zusammensetzung, Mahlfeinheit und Dosierung, Zuschlagsart)
Bruchenergie	- Fasern - Gesteinskörnung (gebrochen oder ungebrochen)
E-Modul	- Zuschlagsstoffe
Zugfestigkeit	- W/Z-Wert - Zementgehalt - Zuschlagstofftyp - Fasern

Tabelle 7: Werkstoffeigenschaften, welche die Rissbildung beeinflussen und deren Abhängigkeiten

4.3 Bautechnische Aspekte

Sowohl der Bauablauf als auch die Vor- und Nachbearbeitungsschritte sind für die Rissentwicklung relevant. Tabelle 8 zeigt eine Übersicht einschliesslich ausgewählter Beispiele zur Erläuterung.

Einflussgrösse	Erläuterung (Beispiele)
Bauablauf	- zeitlicher Abstand zwischen Erstellung der Platte und der Randleitmauer beim Bau einer Brücke
Schalung	- Thermischer Isolationseffekt der Schalung (Einsatz einer thermisch isolierenden Schalung)
Nachbehandlung	- Einsatz von Thermomatten - Bauteilkühlung - Ausschulfristen - Nachbehandlung (Abdecken, Berieselung, ...)
Betonierzeitpunkt	- Jahreszeit - Tageszeit

Tabelle 8: Bautechnische Aspekte, welche die Rissbildung beeinflussen

4.4 Konstruktive Aspekte

Konstruktive Aspekte sind in erster Linie deshalb von Interesse, weil sie massgebend den Einspannungszustand und damit die Zwängung beeinflussen. Tabelle 9 fasst die wesentlichen konstruktiven Einflussgrößen des Einspannungszustandes zusammen.

Einflussgrösse	Erläuterung
Bauteilabmessungen	- Dilatationsfugenabstände - Verhältnis aus Oberfläche zu Volumen
Einspannungszustand	- Anschlussbewehrung - Verbund zum Untergrund bei Platten

Tabelle 9: Bautechnische Aspekte, welche die Rissbildung beeinflussen

Einflussgrösse	Erläuterung
Bewehrung	- Die Stahlbewehrung kann einen massiven und steifen Kern bilden, der wie eine innere einspannung wirkt
Bauweise	- Die Montage von vorfabrizierten Stahlbetonelementen hat geringere Zwängungen zur Folge verglichen mit dem Einsatz von Ortsbeton

Tabelle 9: Bautechnische Aspekte, welche die Rissbildung beeinflussen

5. Massnahmen zur Beeinflussung der Rissbildung

5.1 Zielformulierung und Grundsatz

Entscheidend für eine erfolgreiche Beeinflussung der Rissbildung ist die gezielte Änderung der Einflussfaktoren, die im vorangegangenen Kapitel aufgezählt wurden. Diese Möglichkeiten zur gezielten Beeinflussung der Rissbildung werden zusammengetragen. Das Resultat ist eine Liste von Massnahmen, welche bei der Werkstoffformulierung und der Werkstoffapplikation eingesetzt werden können, um die Schlüsselgrössen in der gewünschten Art und Weise anzupassen.

„Risse im Stahlbetonbau müssen als eine konstruktionsspezifische Materialeigenschaft dieses Verbundwerkstoffes angesehen werden. Selbst beim Spannbeton mit voller Vorspannung ist eine vollkommene Rissefreiheit nicht gegeben.“ [Rehm88]

Diese Aussage bezieht sich auf die Rissbildung in tragenden Bauteilen, die infolge der Nutzung eines Stahlbetonbauwerkes zwangsläufig auftritt. Ursache hierfür sind primär das Austrocknen der Randzone und statische Belastungen (Nutzlasten). Nicht grundsätzlich, sondern abhängig von der Beschaffenheit dieser Risse und insbesondere von deren Exposition gegenüber schädigenden Einflüssen wie chloridhaltigem Wasser können diese Risse eine dauerhaftigkeitsrelevante Schadensursache darstellen [Kaes89, Kell92, Rehm88].

Risse, die sich in einem tragenden Bauteil im Zustand II ergeben, lassen sich durch die angesprochenen Massnahmen nicht beeinflussen. Abbildung 23 gibt den entsprechenden Überblick am Beispiel eines Biegebalkens.


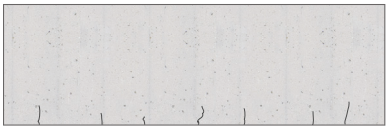
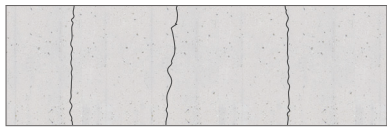

	Ohne Massnahmen	Mit Massnahmen
Tragend Zustand II		
Nicht tragend		

Abbildung 23: Schematische Rissbilder eines Biegebalkens

5.2 Werkstoffspezifische Massnahmen

5.2.1 Betontechnologische Aspekte

Es können vier verschiedene Gruppen von werkstofftechnischen Massnahmen zur Beeinflussung der Rissbildung unterschieden werden:

- Bindemittel (Zement und Zusatzstoffe):
 - Tiefer Zementgehalt, bzw. tiefer Gehalt an hydraulisch aktiven Bestandteilen.
 - Entsprechender Einsatz latent hydraulischer bzw. inerter Füll- und Zementersatzstoffe z.B. 20% hochwertige Flugasche, welche ausserdem die Dichtigkeit erhöht und die Hydratationswärme reduziert.
 - Geeigneter Zement mit geringer Rissneigung (siehe auch Abbildung 24 links):
 - geringe Hydratationswärme und langsame Hydratation (langsame Freisetzung der Hydratationswärme) durch den Einsatz von Produkten mit geringer Mahlfeinheit (-> geringer Wasseranspruch) und tiefem Gehalt an C3A und Alkalien
 - tiefe Festigkeitsklasse (< 42.5) -> grobe Mahlung und geringe/langsame Hydratationswärmeentwicklung

Hinweis: Der Einsatz von Mikrosilika wirkt in der Regel nicht positiv auf die Rissneigung, da die Sprödigkeit des Betons erhöht und der Wasseranspruch gesteigert wird (siehe Abbildung 24 rechts).

- Wassergehalt:
 - Idealer W/Z-Wert: ($0.40 < W/Z < 0.45$). Hier wird ein guter Kompromiss bezüglich Dauerhaftigkeit und Volumenstabilität erreicht (siehe Abbildung 24 rechts).
- Zusatzmittel:
 - Einsatz von Fließmitteln und Betonverflüssigern zur Reduktion des Wasserbedarfs und zur Einstellung des W/Z-Wertes.
 - Verwendung schwindarmer Hochleistungsbetonverflüssiger (HBV) der neuesten Generation).
 - Einsatz von Schwindreduktionsmitteln (SRA) zur Reduktion des Schwindens
 - Einsatz von Expansionsmitteln zur Reduktion der Schwindverformung und zur Reduktion thermisch induzierter Spannungen.
 - Einsatz von Luftporenmitteln zur Erzeugung künstlicher Luftporen. Dies reduziert die Rissneigung. Die Wirkung findet auf mehreren Ebenen statt.
 - Einsatz von Verzögerern kann in ausgewählten Fällen die thermisch induzierten

Spannungen reduzieren.

- Gesteinskörnung:

- Einsatz gebrochener Zuschläge -> Erhöhung der Festigkeit.
- Einsatz hoher Grösstkorndurchmesser -> Reduktion der Bindemittelmenge.
- Einsatz von Gesteinskörnungen mit geringem thermischem Ausdehnungskoeffizienten -> Reduktion thermisch induzierter Spannungen.

- Fasern

- Hochmodulfasern (Hochleistungspolymere oder Stahl) eignen sich überall dort zur Rissweitenbegrenzung und Rissvermeidung wo die Stahlbewehrung alleine nicht das geforderte Ergebnis ermöglicht. Ausserdem wird das Problem der Bewehrungsteilung (Stababstände) entschärft.

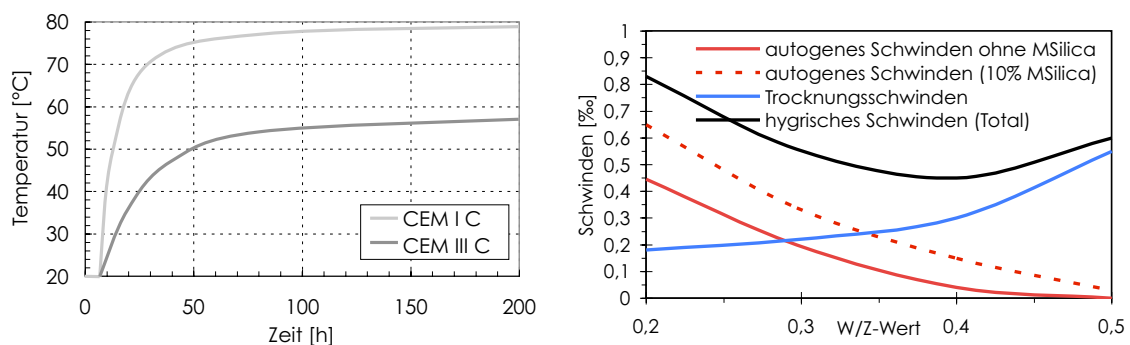


Abbildung 24: Unterschiedliche Bindemittelzusammensetzung

Links: Einfluss des Zementtyps auf die Hydratationswärmeentwicklung (Betontemperatur) eines Betons unter adiabatischen Bedingungen

Rechts: Zusammenhang zwischen Trocknungsschwinden (endogenes Schwinden) und in Abhängigkeit des W/Z- Wertes des Betons

- ECC

- Hochduktile zementgebundene Werkstoffe (sogenannte ECC Engineered Cementitious Composites [Li03]) wurden in Japan erfolgreich eingesetzt. Dabei handelt es sich um ein feinkörniges vaserverstärkte Mörtel. Meistens werden, Hochmodulkunststofffasern in einer Menge von 2-Vol% eingesetzt. Diese Werkstoffe zeigen ein elastoplastisches Verhalten (siehe Abbildung 25). Nach dem Überschreiten des elastischen Bereichs verfestigt sich der Werkstoff bis auf eine Bruchdehnung von 4 %. Das mechanische Verhalten ist in der Abbildung 25 dargestellt

5.2.2 Thermische Aspekte

Der Zement hat einen wesentlichen Einfluss auf die Temperaturspannungen bzw. die Rissneigung. Im allgemeinen verhalten sich Zemente hoher Festigkeitsklassen (42,5 oder

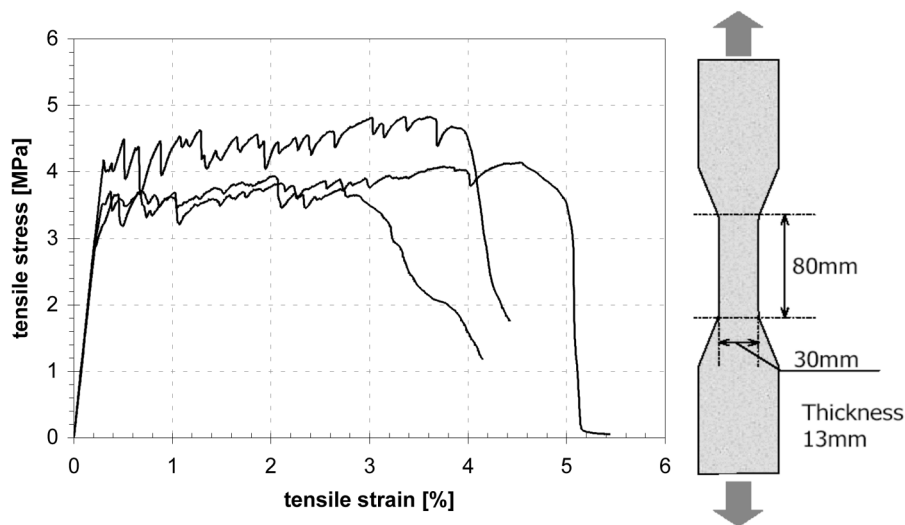


Abbildung 25: Mechanisches Verhalten von ECC, bestimmt durch Zugversuche an drei Versuchskörpern.

52,5) hinsichtlich der Rissneigung ungünstiger. Dies liegt im Wesentlichen daran, dass sie wegen der höheren Mahlfeinheit sehr rasch ihre Wärme entwickeln, wodurch nicht nur die Erwärmung des Betons größer wird, sondern auch die Nullspannungstemperatur ansteigt.

Je höher der Zementgehalt ist, desto größer ist die Erwärmung des Betons und desto schneller verläuft der Hydratationsfortschritt. Wegen der größeren Erwärmung entstehen zwar anfangs mehr Druckspannungen, allerdings sind sie viel kleiner als die durch die Abkühlphase entstehenden Zugspannungen. Letztlich sind bei Betonen mit hohem Zementgehalt die nach Abfließen der Hydratationswärme verbleibenden Zugspannungen sehr viel größer als bei Betonen mit geringem Zementgehalt und langsamer Erhärtung.

Der Einsatz puzzolanischer Zusatzstoffe (Flugasche) als teilweiser Zementersatz verbindet hinsichtlich geringer Temperaturspannung zwei Vorteile:

- Die bei der puzzolanischen Reaktion freiwerdende Hydratationswärme ist vergleichsweise gering. Sie wird erst zu einem Zeitpunkt frei, an dem die Hydratationswärme des Zementes schon grossteils wieder abgeflossen ist und damit keine Überlagerung eintreten kann.
- Die puzzolanische Reaktion bewirkt im erhärteten Beton - im Gegensatz zu inertem Kalksteinmehl - eine signifikante Zunahme der Festigkeit. Durch die Nacherhärtung, die nach einem Jahr bis zu 30% bezogen auf die 28-Tage-Festigkeit ausmachen kann, nimmt die Rissgefahr mit zunehmender Hydratationsdauer ab.

Die Verwendung von Kompositzementen, in denen ein bedeutender Teil des Klinkers

durch Steinmehl, Flugasche bzw. Schlacken ersetzt ist, reduziert das Rissbildungsrisiko, da das Temperaturmaximum deutlich tiefer ist als bei reinen Portlandzementen (siehe Abbildung 24 links).

Eine Beeinflussung der Temperaturspannungen durch verzögernde Zusatzmittel ist nur in engen Grenzen möglich. Verzögerer unterschiedlichster Wirkstoffgruppen (Phosphat, Saccharose, Hydroxycarbonsäure) bewirken keine Verlangsamung der Hydratationsgeschwindigkeit, vielmehr wird die Entwicklung der Temperatur und der Zwangspannung nach einer unterschiedlich langen Verzögerung meistens beschleunigt.

Verglichen mit anderen Zusatzmitteln können Quellzusätze am effektivsten die Temperaturspannungen beeinflussen. Die Volumenreduktion beim Abkühlen nach dem Hydrationswärmemaximum wird durch die Expansion überlagert und teilweise kompensiert (siehe Ergebnisse der numerischen Analyse).

Die Temperaturdehnzahl des Zuschlages als massereichste Komponente wirkt sich vor allem im Festbeton, d. h. also während der Abkühlphase, auf die Temperaturdehnung des Betons aus. Je nach mineralogischer Zusammensetzung des Zuschlages entstehen daher unterschiedlich hohe Zugspannungen. Bei Beton mit quarzhaltigem Grobzuschlag (hoher thermischer Ausdehnungskoeffizient) verursacht daher die gleiche Abkühlung bis zu 35% mehr Zugspannungen als bei Beton mit Grobzuschlag aus Basalt (niedriger thermischer Ausdehnungskoeffizient). Die Kornform des Zuschlages wirkt sich nur insofern auf die Rissneigung des Betons aus, weil Beton mit Splittzuschlag wegen der rauheren Kontaktzone zwischen Zuschlag und Zementstein eine höhere Zugfestigkeit aufweist als Beton mit Kieszuschlag.

5.2.3 Hygrische Aspekte

Die chemische Zusammensetzung des Bindemittels und vor allem der Alkaligehalt des Zementes beeinflussen das hygrische Schwinden des Betons. Abbildung 26 zeigt, dass alleine die Zementzusammensetzung das Trocknungsschwinden um 45% reduzieren kann [Heea04].

Bei der Festlegung des W/Z-Wertes ist zu beachten, dass ein Optimum existiert, welches aus der Überlagerung aus Trocknungsschwinden und endogenem Schwinden entsteht (siehe Abbildung 24 rechts). Dieses Optimum liegt bei einem W/Z-Wert von 0.39-0.42. In diesem Bereich ist das hygrische Schwinden des Betons minimal. Bei höheren W/Z-Werten erhöht sich das Trocknungsschwinden, bei niedrigen W/Z-Werten erhöht sich das Schwinden aufgrund des autogenen Schwindens. Die Reduktion des Wassergehaltes ist dementsprechend limitiert. Der Einsatz von Verflüssigern erlaubt das Erreichen des optimalen W/Z-Wertes bei Aufrechterhaltung der erforderlichen Verarbeitbarkeit. Wichtig ist der Einsatz solcher Verflüssigertypen, welche das Schwinden nicht erhöhen. Verflüssiger ab der dritten Generation erfüllen diese Anforderung.

Eine weitere Reduktion des Schwindens ist nur mit Schwindreduktionsmitteln (SRA) möglich (siehe [Weis03] und [Leem07]). Abbildung 27 zeigt vier Dinge eindrücklich:

- eine Reduktion des Schwindmasses um 50% ist möglich
- Verglichen mit der W/Z-Wert-Reduktion ist der Effekt des Einsatzes von SRA weitaus leistungsfähiger.
- Die Wirkung der entsprechenden Schwindreduktion auf die Limitierung der rissverursachenden Zugspannung ist nachgewiesen.
- Dies erlaubt auch bei hohen Einspannungsgraden die leistungsfähige Verhinderung der Rissbildung.

Einen zusätzlichen Schritt im Hinblick auf die Beeinflussung der Schwindverformung ermöglicht der Einsatz von Expansionsmitteln. Ihre Wirkung auf das Schwinden einerseits und die Zwängungsspannungen andererseits zeigt Abbildung 27:

- De facto ist eine vollständige Vermeidung des Schwindens während 6 bis 8 Wochen möglich.
- dies äussert sich direkt in einer Beschränkung der Zwängungsspannungen auf Werte, die weit unterhalb der Zugfestigkeit von Beton liegen.

Zu beachten ist, dass Expansionsmittel nur so eingesetzt werden dürfen, dass die Quellung auf 0.4 Promille beschränkt bleibt. Grundsätzlich ist beim Einsatz dieser Zusatzstoffe vorsichtig vorzugehen. In komplizierten Fällen ist eine 3D-Simulation erforderlich, um sicherzustellen, dass sich nicht an unerwarteten Orten Risse bilden während diese an den vorgesehenen Orten erfolgreich gestoppt werden. Das Gleichgewicht zwischen Expansions- und Schwindverformungen muss als ziemlich sensitiv betrachtet werden. Im ungünstigen Fall ist mit einer Beeinträchtigung der mittel- und langfristigen mechanischen Eigenschaften zu rechnen.

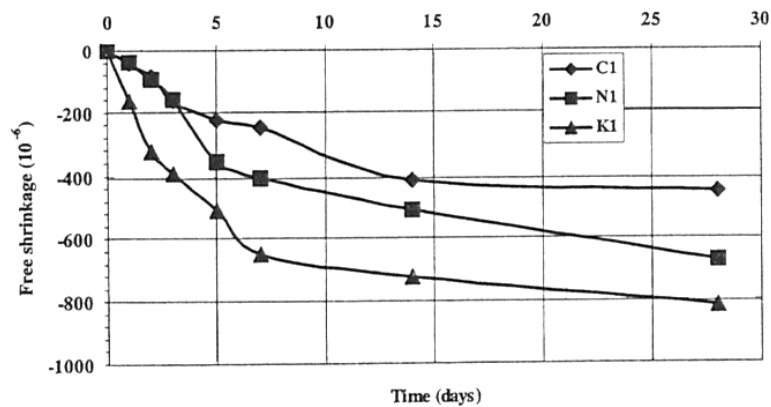


Abbildung 26: Einfluss der Zementzusammensetzung und des Alkaligehaltes [Heeda04]
Die Zementzusammensetzung der drei Varianten unterscheidet sich hinsichtlich der Na_2O -Äquivalente
C1: NaOH = 0%, KOH = 0%; N1: NaOH = 0.5%, KOH = 0%; K1: NaOH = 0.5%, KOH = 0.5%

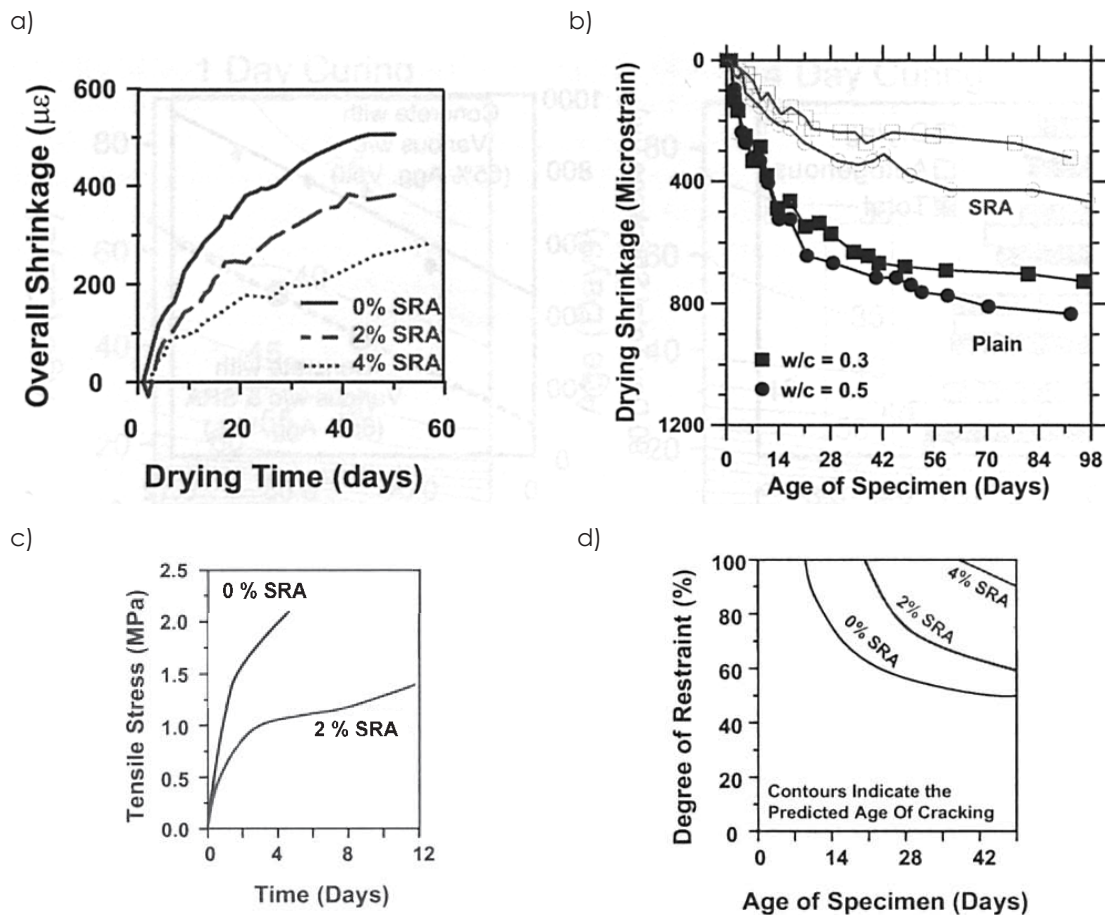


Abbildung 27: Einfluss von Schwindreduktionsmittel (SRA) auf Schwindmass und Zwängungen [Weis03]

- Hygrisches Schwinden von drei Betonen mit unterschiedlichen SRA-Gehalten.
- Hygrisches Schwinden von vier Betonen mit unterschiedlichen W/Z-Werten.
- Zeitabhängige Zugspannungsentwicklung in einem gezwängten Bauteil.
- Vorhersage der Rissbildung als Funktion des Zwängungsgrades und des SRA-Gehaltes.

a)

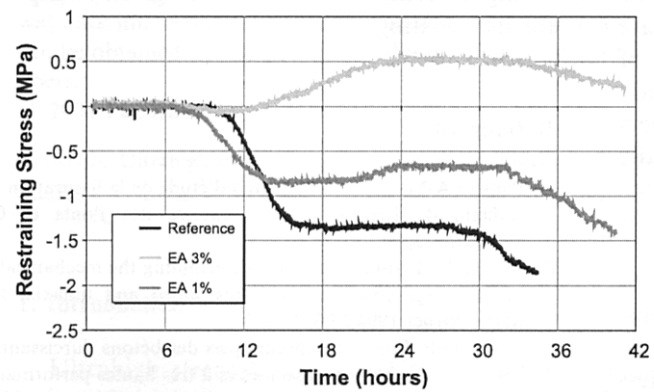


Abbildung 28: Einfluss von Expansionsmittel (EA) auf Zwängungen [Schw04].

a) Zwangspannungsentwicklung bei drei unterschiedlichen Betonen (Referenz, 1% EA bezogen auf Zement, 3 % EA bezogen auf Zement).

b) Schwinden bei drei unterschiedlichen Betonen (Referenz, 1% EA bezogen auf Zement, 3 % EA bezogen auf Zement).

5.2.4 Bewertung

Tabelle 10 bewertet zusammenfassend die Wirkung der leistungsfähigsten Massnahmen im Hinblick auf thermisch und hygrisch induzierte Rissbildung.

Massnahme	Wirkung	
	thermische Spannung	hygrische Spannung
Frischbetontemp. reduzieren (25 auf 12°C)	+++	0
W/Z-Wert im Bereich 0.40-0.45	0	++
Optimalen Zement für geringe Rissneigung - Mahlfineinheit reduzieren - Alkaligehalt reduzieren - C ₃ A-Gehalt reduzieren	+++ (Summe) + 0 ++	+++ (Summe) 0 ++ +
Einsatz von Flugasche (Verringerung des Zementgehaltes von 340 auf 280+60 FA kg/m ³)	+	+
Verwendung eines Zuschlages mit geringer Temperaturdehnzahl α_t	++	0
Grösstkorn 32 mm anstatt 8 mm (Verringerung des Zementleimgehaltes um 20 bis 25%)	++	++
Verwendung von gebrochenem Zuschlag anstatt Kies	+	+
Einsatz von Zusatzmitteln - LP-Mittel (3 bis 6% Luftporengehalt) - SRA - Expansionsmittel	+ 0 +++	+ +++ +++
Einsatz von Mikrosilika (5% bez. Zement)	0	--
Einsatz von Fasern	+	++
- Grad der unerwünschten Wirksamkeit (rissfördernd) hinsichtlich Rissgefahr 0 keine signifikante Wirksamkeit hinsichtlich Rissgefahr + Grad der Wirksamkeit hinsichtlich Rissgefahr		

Tabelle 10: Vergleich des Einflusses unterschiedlicher Massnahmen an dem Beispiel eines Betons mit 32 mm Grösstkorn, u.a. aus [Burr04]

Beim Einsatz von Kompositzementen des Typs III besteht ein Zielkonflikt mit der Forderung nach kurzen Bauzeiten (langsame Erhärtung). Als Massnahmen zur Reduktion dieses Konfliktes kommen folgende Punkte in Betracht:

- Bei W/Z-Werten von ca. 0.4 ist die erreichte Frühfestigkeit auch bei Typ II Zementen ausreichend.
- Moderne Polycarboxylatverflüssiger wirken beschleunigend und kompensieren den Effekt.

- Die Norm lässt in der neuesten Fassung vermehrt Kompositzement zu (siehe Aktualisierung der Tab. NA.3 der Norm SN EN 206-1 vom 12. Sept. 2006).

5.3 Bautechnische Massnahmen

5.3.1 Einleitung

Der Einfluss der klimatischen Randbedingungen auf die Rissneigung ist relevant. Beton-temperatur, Erhärtungsbedingungen und Feuchteaustausch mit der Umgebung beeinflussen den Eigenspannungszustand im System. Aus diesem Grund müssen folgende Aspekte beachtet werden:

- Betonierzeitpunkt:
 - Die Tageszeit, zu welcher betoniert wird, bestimmt die thermische Belastung des Bauteils in jungem Alter.
 - Thermoschock (Mai-Regen) und intensive Aufheizungen (z.B. durch intensive Sonneneinstrahlung) sind in jungem Alter zu vermeiden.
 - Der Bewegungsnullpunkt zwischen Expansion und Kontraktion ist abzuwarten bevor Anschlussbetonieretappen ausgeführt werden (Die maximale Öffnung von Arbeitsfugen wird so minimiert). Dies gilt insbesondere bei grossen Platten.
- Betonierablauf:
 - Der zeitliche Abstand zwischen zwei (teilweise) kraftschlüssig verbundenen Bauteilen muss so gewählt werden, dass die Temperaturdifferenzen zu jedem Zeitpunkt minimal sind.
- Frischbetontemperatur:
 - Die besondere Wirksamkeit wurde bereits im vorangegangenen Kapitel beschrieben.
- Schalung:
 - Einsatz einer thermisch isolierenden Schalung, welche den Gradienten nach dem Erreichen der Maximaltemperatur limitiert.
- Nachbehandlung thermisch:
 - Limitierung der erreichten Maximaltemperatur durch Kühlung und Schutz vor Strahlungswärme (Sonneneinstrahlung).
 - Wärmedämmung nach Erreichen des Maximums, um Gradienten zu limitieren (nach ca. ein bis zwei Tagen).
 - Innere Kühlung durch Wärmeumverteilung (z.B. Cooling-Pipes).
- Nachbehandlung hygrisch:
 - Bei Mikrosilikabetonen mit tiefen W/Z-Werten: Bereitstellung von ausreichend Wasser über einen möglichst langen Zeitraum.
 - Bei herkömmlichem bewehrten Beton: Abdecken für sieben Tage (abzüglich

Ausschalfristen).

- Bei expandierten Betonen: Abdecken für vier Tage (abzüglich Ausschalfristen).
- Das plastische Schwinden (Trocknen in den ersten Stunden) muss immer verhindert werden. Ist ein sofortiges Abdecken nicht möglich, muss mit Curing Compounds (flüssige Nachbehandlungsmittel) gearbeitet werden.

5.3.2 Erläuterungen zu ausgewählten Massnahmen

5.3.2.1 Betonierzeitpunkt

Durch die Wahl eines geeigneten Betonierzeitpunktes (z.B am Nachmittag) können die thermisch bedingten Spannungen und Verformungen signifikant reduziert werden. Abbildung 28 zeigt dies deutlich.

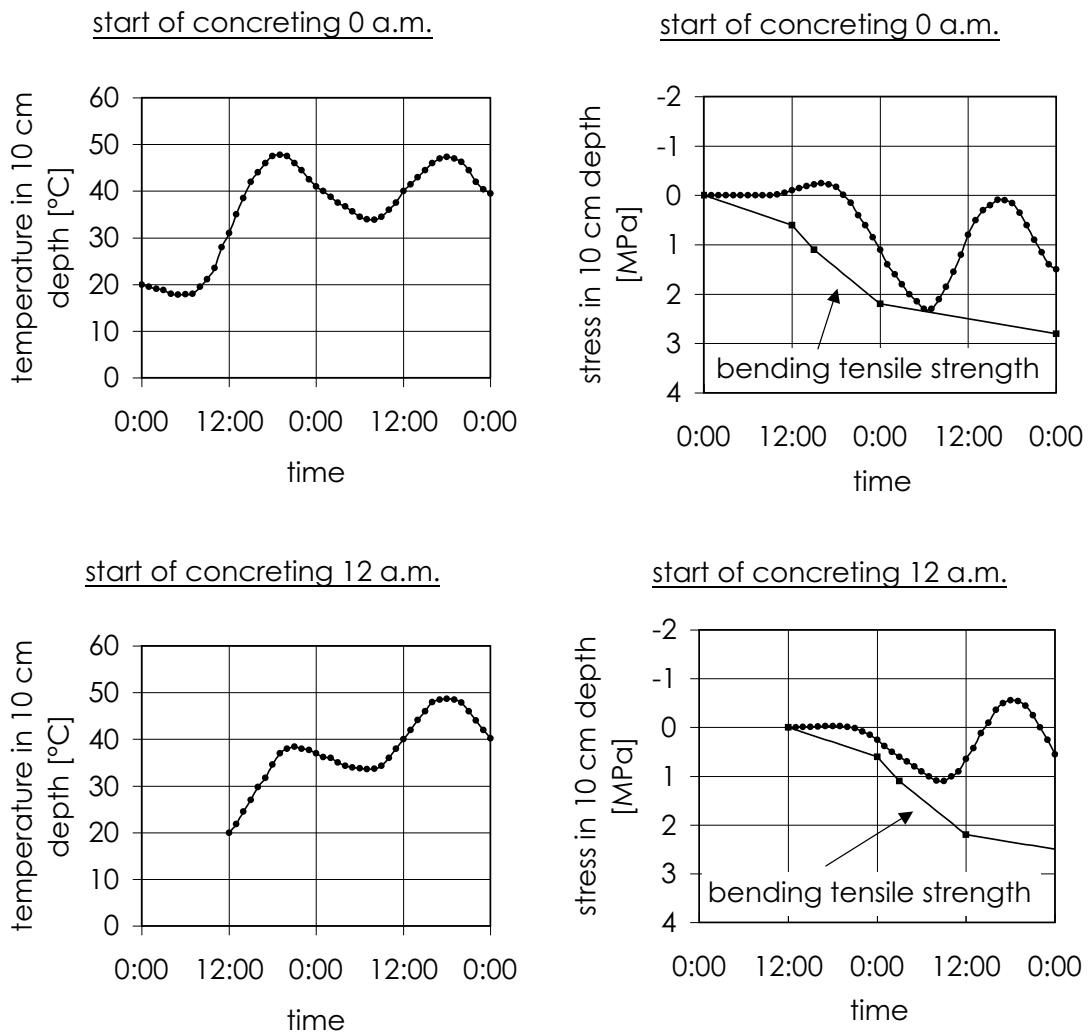


Abbildung 29: Temperatur- und Spannungsentwicklung als Funktion des Betonierzeitpunktes im Tagesverlauf [Schi04]

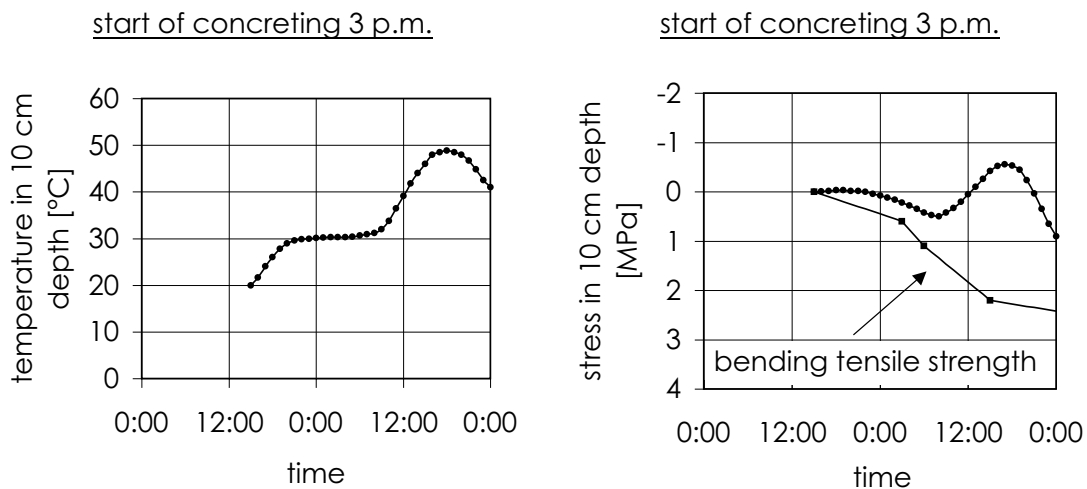


Abbildung 29: Temperatur- und Spannungsentwicklung als Funktion des Betonierzeitpunktes im Tagesverlauf [Schi04]

Das Rissbildungsrisiko wird deutlich reduziert, falls das Betonieren nachmittags um drei durchgeführt wird. So findet der Abbindeprozess in der Nacht unter günstigen klimatischen Bedingungen statt. Der Beton wird in der Anfangsphase stärker abgekühlt.

5.3.2.2 Frischbetontemperatur

Eine niedrigere Frischbetontemperatur bewirkt eine langsamere Hydratationsgeschwindigkeit und führt zu einer geringeren Erwärmung und letztlich zu einer geringeren Rissneigung. Auch das bei niedrigeren Betontemperaturen ausgeprägtere chemische Quellen führt zu einer zusätzlichen Druckvorspannung und damit zu einer niedrigeren Risstemperatur. Eine Absenkung der Frischbetontemperatur führt deshalb zu einer Reduzierung der Rissneigung.

Die Reduktion der Frischbetontemperatur ist als Massnahme sowohl bei der Beeinflussung der Werkstoffeigenschaften als auch bei den bautechnischen Massnahmen einzuordnen, da deren Umsetzung besondere Installationen erfordert. Möglichkeiten sind beispielsweise:

- Gekühlter Zement (<< 70°C):
Häufig wird Zement verwendet, der vom Herstellungsprozess noch warm bis heiss ist.
- Gesteinskörnung kühlen:
Besprühen mit Wasser oder Einleiten von flüssigem Stickstoff
- Wasser kühlen:
- Verwendung von Durchlaufkühlern
- Verwendung von Scherbeneis

- Beton kühlen:
Einleiten von flüssigem Stickstoff in den Beton - bzw. Fahrmischer

Allerdings muss angenommen werden, dass eine Reduktion der Frischbetontemperatur mittels der oben beschriebenen Möglichkeiten mit hohen Kosten verbunden sein wird. Die praktische Umsetzung erfordert nicht nur zusätzliche Materialien und Gerätschaften (flüssiger Stickstoff, Apparaturen zur Kühlung, etc.) sondern auch noch den kostenintensiven Ausbau der Arbeitsabläufe am Einbauort.

5.3.2.3 Nachbehandlung

Massige Bauteile müssen nach dem Betonieren besonders sorgfältig nachbehandelt werden, um die Temperaturunterschiede zwischen dem warmen Kern und dem kühleren Rand des Bauteils zu begrenzen. Erst muss die Maximaltemperatur beschränkt, danach müssen die Gradienten limitiert werden.

Folgende baupraktische Möglichkeiten werden angewandt:

- Bei massigen Fundamentplatten wird der Beton, sobald er begehbar ist, mit Wasser geflutet, so dass sich auf dem Bauteil eine rund 15 bis 20 cm dicke Wasserschicht ausbildet. Diese Wasserschicht hat eine hohe Wärmekapazität, so dass selbst bei einem Temperatursturz keine rasche Abkühlung des Betons auftritt. Im Winter darf die Wasserschicht keinesfalls durchfrieren, da sonst der wassergesättigte Beton an der Oberfläche Frostschäden erleidet.
- Das massige Bauteil kann auch durch Umhüllen / Abdecken mit Wärmedämmmatten (Bauschutzmatten) vor rascher Abkühlung geschützt werden. Allerdings darf zwischen Wärmedämmung und Bauteil nur ein kleiner Luftspalt vorhanden sein, da ansonsten durch die Kanalwirkung ein Luftzug entsteht, durch welchen der Beton stärker abkühlt.

Beide Massnahmen sind so lange durchzuführen, bis aus dem Bauteilkern der Großteil der Hydratationswärme abgeflossen ist (Kerntemperatur $< 30^{\circ}\text{C}$). Ab einem Temperaturunterschied zwischen Kern und Rand von weniger als 20° nimmt die Gefahr von Oberflächenrissen infolge Eigenspannungen ab. In beiden Fällen ist mit einer Behinderung nachfolgender Arbeiten zu rechnen.

Bei Mikrosilikabetonen mit tiefen W/Z-Werten: Bereitstellung von ausreichend Wasser über einen möglichst langen Zeitraum. Aitcin betonte die Bedeutung diesen Nachbehandlungskonzepte zur Vermeidung von Trennrissbildung in hochfesten Betonen mit ausgeprägtem endogenen Schwinden (siehe auch Tabelle 8) [Aitc97, Aitc02].

Alle Nachbehandlungsmassnahmen müssen auf die thermischen Randbedingungen

(Hydratationswärme, Umgebungstemperatur, Sonneneinstrahlung, usw.) abgestimmt sein. Dies betrifft die Art der Nachbehandlung ebenso wie den Zeitpunkt und die Dauer. Abbildung 30 zeigt dies anhand eines Beispiels. Die Überlagerung von Strahlungs- und Konvektionswärme im Zusammenspiel mit dem Treibhauseffekt unter einer Folienabdeckung führt zur Erwärmung des Bauteils und kann zur Überschreitung der Zugfestigkeit im Beton führen. Die Verwendung eines reflektierenden Nachbehandlungsmittels (Curing Compound mit weissen Pigmenten) kann dies verhindern.

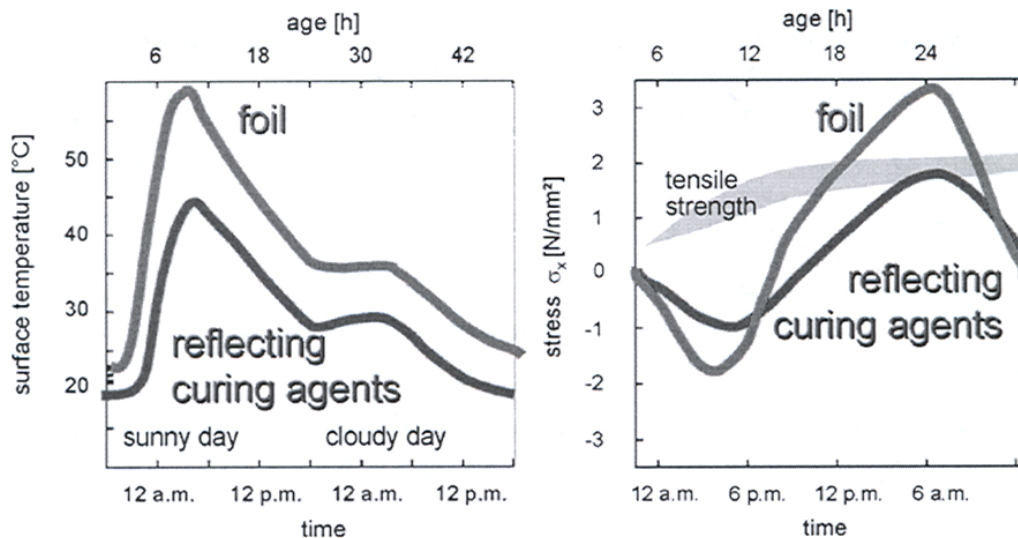


Abbildung 30: Ungünstige Überlagerung thermischer Einwirkungen [Schi04]

Ebenfalls in die Rubrik der Nachbehandlung fällt der Wärmeabtransport aus dem erhärtenden Bauteil durch sogenannte Cooling-Pipes. Abbildung 31 zeigt die Zugspannungsentwicklung in ein- und demselben Bauteil mit und ohne einer solchen Massnahme zur inneren Bauteilkühlung. Es handelt sich um die Zugspannungen in Längsrichtung in einer frisch betonierten Randleitmauer, welche nachträglich an eine bestehende Brückenplatte anbetoniert wurde. Die Kühl-Leitungen befinden sich im Kern der Randleitmauer, wo das Temperaturmaximum erreicht wird.

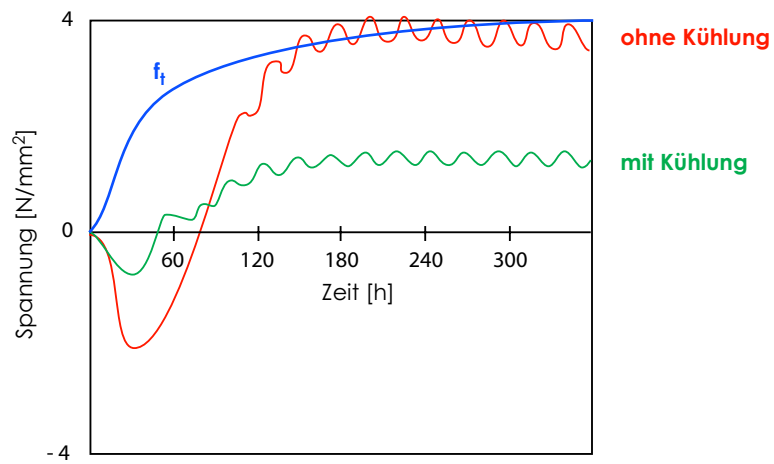


Abbildung 31: Spannungsentwicklung als Funktion der Betonkühlung

5.4 Konstruktive Massnahmen

Immer wenn eine Zwängung nicht durch werkstoffinterne Phänomene (z.B. Gradienten) erzeugt wird, gibt es konstruktive Massnahmen, welche den Einspannungsgrad regulieren können.

Das grundsätzliche Ziel ist es, die Verformungsbehinderung auf ein Minimum zu beschränken. Folgende Massnahmen kommen zur Anwendung:

Gleitschichten ermöglichen:

- Folien oder Doppelfolien bei Fahrbahnen, Betonbelägen, Bodenplatten, Tunnelinnenschalen, etc.
- Gründungsebenen möglichst plan (keine Vertiefungen, Frostriegel, etc.)

Bauteilabmessungen limitieren:

- Massive Bauteile vermeiden.
- Sinnvolle Abstände für Dilatationsfugen und Sollrissstellen wählen.

Bewehrung:

- Mindestbewehrung zur Rissweitenbeschränkung.
- Kleine Eisenabstände.
- Keine steifen Bewehrungskörper bei hochfesten Betonen (mit Mikrosilika) wegen des endogenen Schwindens.

Bemessung:

- Überprüfung der Zwängung mit Hilfe einer Bemessung (idealerweise mit simulationen, z.B. der Methode der finiten Elemente).

Bauweise:

- Vorfabrizierte Betonelemente eignen sich gut für den Einsatz in bestimmten Situationen. Das Verwenden von vorgefertigten Betonelementen kann thermische und hygri-sche Rissbildung komplett verhindern, da sämtliche Einflussfaktoren bereits bei der Herstellung kontrolliert werden können.

Der Einfluss des Armierungstyps wurde in der Studie von [Sule04] detailliert untersucht. Abbildung 32 zeigt die Ergebnisse aus Reissrahmenversuchen. Hierbei wird unter vollständiger Zwängung die Zugspannungsentwicklung in einem Zugprobekörper infolge des Abkühlens gemessen. Sowohl Risszeitpunkt als auch die Rissweite werden durch Bewehrung nur dann positiv beeinflusst, wenn diese möglichst fein verteilt ist (kleine Stabdurchmesser mit geringem Abstand). Bei einem Bewehrungsgehalt von 1.34% wirkt ein einzelnes Eisen mit Durchmesser 16 mm kaum (Ergebnis fast wie ohne Bewehrung), wohingegen 4 Eisen mit Durchmesser 8 mm (ebenfalls ein Bewehrungsgehalt von 1.34%) den Risszeitpunkt

stark verzögern und die Rissweite stark reduzieren. Anstelle eines grossen Risses treten viele feine Risse (Mikrorisse) auf.

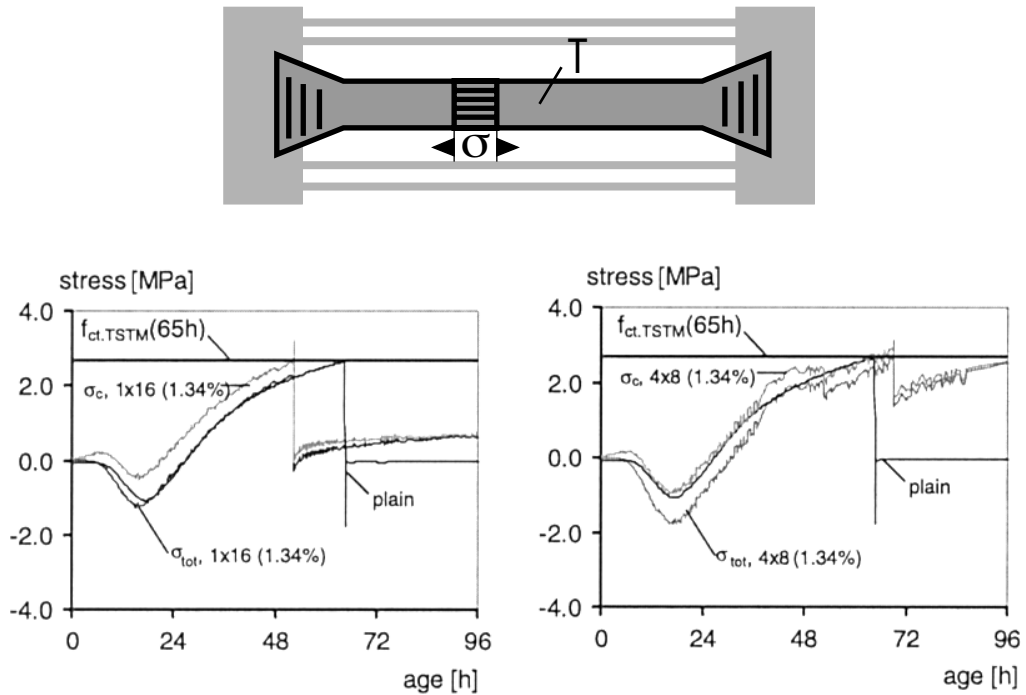


Abbildung 32: Reissrahmenversuch zur Beurteilung der Leistungsfähigkeit unterschiedlich konstruierter Stahlstabbewehrung [Sule04]

5.5 Umsetzbarkeit in der Praxis und wirtschaftliche Aspekte

Tabelle 11 fasst beispielhaft einige der bisher erläuterten Massnahmen und deren Anwendung bei konkreten Bauteilen zusammen.

	Bodenplatte (Weisse Wanne)	Betonfahrbahn (d < 26 cm)	Wand (Weisse Wanne)	Tunnelinnen- schale	Stauwand	Massive Brücke
Betontechnologie						
Betonoptimierung (geringe Rissneigung)	+++	+	+++	+++	+++	+++
geringer Zementgehalt (Flugasche als Zusatzstoff)	++	-	++	+	+++	+
Luftporenbeton	++	+++ ¹⁾	++	++	0	+
Konstruktion						
Gleichschichten / Folien	+ ²⁾	-	-	+++	-	-
kompressible Einlagen bei Vertiefungen	+	-	-	-	-	-
Fugen schneiden / Sollbruchstellen	-	+++	+++	+	-	-
Mindestbewehrung, Vorspannung	+	-	++	- ³⁾	-	+++
Cooling pipes (Rohr-Innen-Kühlung)	0	-	+	-	+	+
Ausführung						
niedrige Frischbetontemperatur	++	+	+++	++	+++	++
Oberflächenkühlen/Wärmedämmen	+	++	+	+	+	+
Schutz vor frühem Austrocknen	+	++	-	+	-	+
Betoniertakt/Zeitabstand	++	-	+	-	++	+
Betoniervorgang (Beginn, Vortrieb)	+	-	-	-	-	+
Winterbaumassnahmen	+++	-	+++	-	-	-
Beschichten gegen starkes Austrocknen	++	-	+	++	-	-
- Massnahme nicht umsetzbar 0 keine signifikante Wirksamkeit hinsichtlich Rissgefahr +++ Grad der Umsetzbarkeit bzw. Wirksamkeit hinsichtlich Rissgefahr						
1) wegen Frost-Tausalz widerstand ohnehin nötig 2) nur bei Plattenstärken kleiner 40 cm 3) nur bei geologischen Störzonen sinnvoll						

Tabelle 11: Massnahmen für konkrete Bauteile

Tabelle 12 fasst Wirtschaftlichkeit und Effizienz der diskutierten Massnahmen zusammen.

	technisch (Machbarkeit)	ökonomisch	Effizienz
werkstofftechnische Massnahmen			
Zementtyp und -menge	ja - (Silokapazität?)	10-20 CHF/m ³	+++
Zusatzstoffe	ja - (Silokapazität?)	10-20 CHF/m ³	+
W/Z-Wert	ja	10-20 CHF/m ³	++
Schwindreduktionsmittel	ja	15-30 CHF/m ³	++
Expansionsmittel	ja	20-40 CHF/m ³	+++
Fasern	ja	20-200 CHF/m ³	+(++)
konstruktive Massnahmen			
Bauteilabmessungen	(ja)	-	+
Zwängungsgrad	(ja)	-	++
Bewehrung	ja	0-40 CHF/m ³	+
System in-situ vs. Vorfabrikation	(ja)	50-100 CHF/m ³	+++
FEM-Analyse	ja	~CHF 10 - 20'000 pro Fall	++
bautechnische Massnahmen			
Jahreszeit, Tageszeit	(ja) - Bauprogramm	0	++
Nachbehandlungsmittel	ja	ca 5 CHF/m ² Oberf.	++
Berieseln + Folie + Thermomatte	ja	ca 10 CHF/m ² Oberf.	++
Anpassung Bauablauf	ja	0 CHF/m ³	+
Anpassung Frischbetontemperatur	ja	10-40 CHF/m ³	++(+)

Tabelle 12: Wirtschaftliche Bewertung der Massnahmen

6. Wissenslücken

6.1 Offene Fragen

Durch den Trend zu Betonen mit besonderen Eigenschaften die zum Beispiel durch vergleichsweise erhöhte Bindemittelgehalte und/oder tiefe W/Z-Werte erreicht werden, wird die Problematik der Rissbildung um einen wesentlichen Aspekt erweitert. Nicht infolge statischer Belastungen, sondern durch Eigen- und Zwängungsspannungen können bereits nach wenigen Tagen Trennrisse oder tiefe V-förmige Oberflächenrisse auftreten, die eine Schutz- oder Instandsetzungsmassnahmen erfordern. Den entsprechenden Mechanismen kann heutzutage bei der Bemessung von Stahlbetonbauwerken aufgrund der gültigen Normen nur in begrenztem Masse Rechnung getragen werden, da die zugrundeliegenden Phänomene bei Normalbetonen, auf deren Bemessung die gültige Normung basiert, in geringem Ausmass auftreten.

Die vorangegangenen Arbeiten zeigen, dass folgende Fragen offen sind, bzw. entsprechende Instrumente fehlen, um diese effizient zu beantworten:

- Unter welchen Umständen (Randbedingungen) ist relevante Rissbildung zu befürchten?
- Welche Massnahmen sind wirkungsvoll und verhältnismässig, um relevante Rissbildung zu vermeiden?
- Wie kann ein Beton hinsichtlich seiner Rissneigung beurteilt werden?
- Wie kann entsprechend ein rissarmer Beton ausgeschrieben und geprüft werden?

Die ersten beiden Punkte lassen sich beispielsweise durch Parameterstudien mit Hilfe numerischer Simulationen mit der Finite-Elemente-Methode (FEM) beantworten.

Die dritte und vierte Frage erfordert die Definition eines einfachen experimentellen Prüfverfahrens, das sowohl in der Betonrezepturenentwicklung als auch in der Qualitätsüberwachung eingesetzt werden kann.

6.2 Wege zur Schliessung der Wissenslücken

Die Behebung der Wissenslücken könnte zum Beispiel durch die Einführung eines Expertensystem erreicht werden. Dieses Expertensystem berücksichtigt alle massgebende Einflussfaktoren eines Bauteils (Betoneigenschaften, Bauteile, Randbedingungen, Bauablauf, Nachbehandlung, etc).

Als Resultat dieses Instrumentes kann eine quantitative Aussage über das Rissrisiko mit Hilfe eines einfachen skalaren Parameters erwartet werden. Dazu eignet sich ein iteratives

Vorgehen, welches festlegt, ob bautechnische und konstruktive Details angepasst werden müssen, um die Belastung und den Anspruch an den Beton anzupassen. Durch eine dem Beton angepasste Belastung können letztendlich Risse vermieden werden.

Die Entwicklung des Expertensystems erfordert die Durchführung von Simulationsrechnungen, bei denen alle berücksichtigten Parameter in realistischen Grenzen variiert werden. Hierfür werden FEM-Simulationen angewendet. Zur Garantie bzw. Überprüfung der Richtigkeit sind Validierungsexperimente erforderlich (z.B. mit dem Reissrahmenversuch, siehe Abbildung 32). Hierbei wird für eine konkrete Kombination aus Bauteil, Betontyp, Randbedingungen das Ergebnis der Simulationsrechnung durch Experimente validiert. In Abbildung 33 ist ein mögliches Expertensystem schematisch dargestellt.

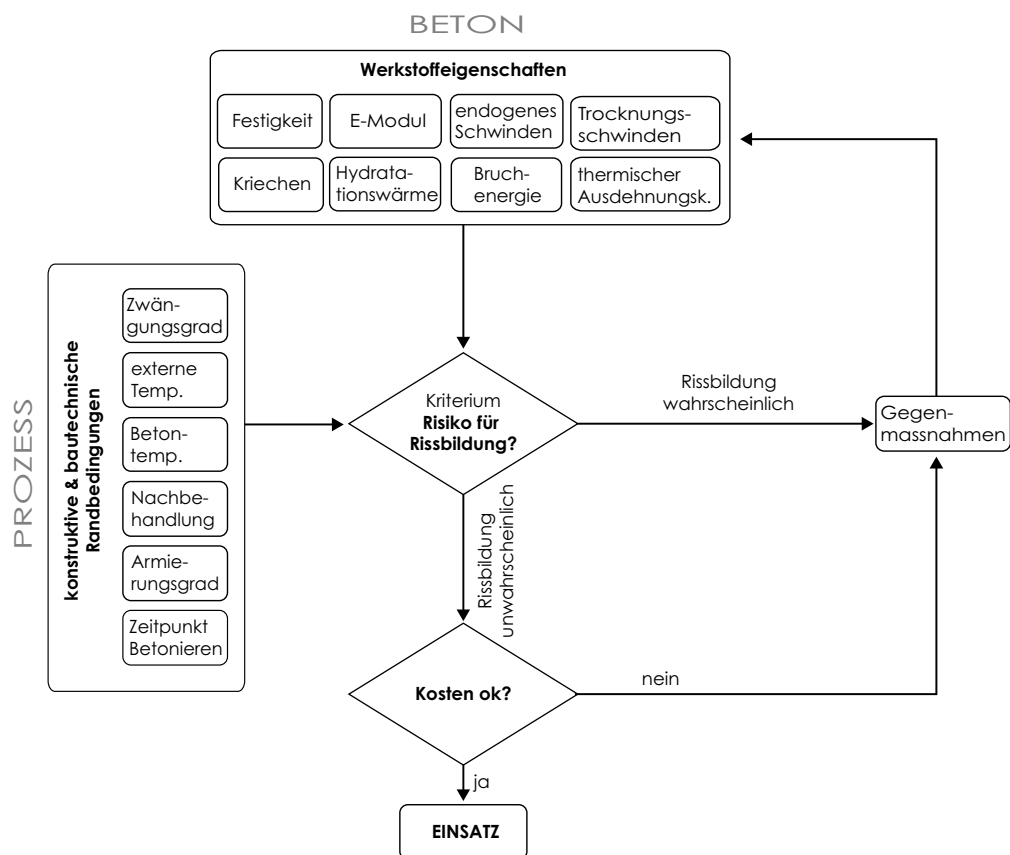


Abbildung 33: Expertensystem (schematisch)

Heute verwendete Prüfungsverfahren und Kenngrößen erlauben nur, einen Teil der rissrelevanten Eigenschaften eines Betons zu erfassen bzw. zu beschreiben. Daher ist ein neues Verfahren bzw. ein neuer Parameter zu wählen. Beispielsweise ist der Reissrahmenversuch nach RILEM TC119-TCE sinnvoll. Hierbei wird eine Zugprobe des Betons vollständig gezwängt in einen Rahmen eingespannt. Durch eine Abkühlung wird die Betonprobe kontrahiert. Die entstandene Temperaturdifferenz zwischen der Ausgangstemperatur und der aktuellen Temperatur beim Reißen der Probe ist als Kriterium festgelegt. Es handelt

sich um die sogenannte Reiss-temperatur. Hohe Werte der Reiss-temperatur stehen für einen hohen Widerstand des Betons gegen Rissbildung und umgekehrt.

Mit Hilfe eines solchen Versuches könnten beispielsweise Risswiderstandsklassen RX definiert werden. So liesse sich anhand eines einzigen Parameters das vergleichsweise komplizierte Thema relativ elegant behandeln.

Die oben beschriebenen Punkte können zielgerichtet in einem Folgeforschungsprojekt bearbeitet werden.

7. Schlussfolgerungen und Ausblick

Die Problematik der Rissbildung lässt sich auf 3 Aspekte reduzieren: Werkstofftechnische, Bautechnische und konstruktive Aspekte. Diese wurden in überschaubarer Weise zusammengefasst.

Es existieren in allen 3 Bereichen, vor allem jedoch im Bereich werkstofftechnischer Aspekte, funktionierende Massnahmen, die mit einer qualitativen Bewertung versehen und zusammenfassend beurteilt wurden.

Eine der Lücken besteht darin, die Kopplung der Mechanismen und Einflüsse sowie deren Quantifizierung und damit deren effizienten Einsatz zielgerichtet vorzunehmen.

Weiter fehlt eine einfache Beurteilungsmöglichkeit für Beton hinsichtlich seiner Rissanfälligkeit. Dies erschwert die Integration der Rissproblematik in die bestehende Norm, welche heute noch keine leistungsfähige Rissweitenkontrolle im Hinblick auf den Werkstoff Beton erlaubt.

Ein Vorgehen zur Behebung dieser Lücken ist vorgesehen (Phase 2). Als nächster Schritt wird die Kalibrierung des numerischen Modells und die experimentelle Bestimmung der Werkstoffeigenschaften vorgeschlagen. Das sollte parallel zu einem Versuch unter realen Bedingungen auf einer Brücke im Kanton Zürich durchgeführt werden.

Das Ergebnis dieser zweiten Phase soll der projektierenden Stelle die Möglichkeit geben, das Risiko zu quantifizieren und gegebenenfalls entsprechende Massnahmen zu ergreifen. In Form einer Empfehlung oder einer Richtlinie sollen die Ergebnisse für die Praxis leicht zugänglich gemacht werden.

Literatur

[Aitc97] P.C. Aïtcin, A.M. Neville und P. Acker: Integrated View of Shrinkage Deformation, in Concrete International, 19 (9), 35-41 (1997)

[Aitc02] P.C. Aïtcin, Nachbehandlung von Hochleistungsbeton zur Minimierung der frühen Rissbildung, in Beton- und Stahlbetonbau, 97 (6), 292-296 (2002)

[Argy77] J.H. Argyris, E.P. Warnke und K. Willam: Berechnungen von Temperatur- und Feuchtefeldern in Massivbauten nach der Methode der Finiten Elemente. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 278 (1977)

[Aris01] P. Aristaghes und F. Guimbal: Preventing and Controlling Concrete Early Age Cracking: A Key Point Towards Enhancement of Structure Durability, in Proceedings Creep Shrinkage and Durability Mechanics of Concrete and other Quasi-Brittle Materials (CONCREEP-6), edited by F.-J. Ulm, Z. P. Bazant and F. H. Wittmann, Elsevier Science Ltd, 301-306, (2001)

[Baro94] V. Baroghel-Bouny: Caractérisation des pâtes de ciment et des Bétons - Méthodes, Analyse, Interprétations, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris (1994)

[Baza72] Z.P. Bazant und L.J. Najjar: Nonlinear Water Diffusion in Nonsaturated Concrete." Materials and Structures, 5(25), 3-20 (1972)

[Baza83] Z.P. Bazant und B.H. Oh: Crack band theory for fracture of concrete. Materials and Structures, 16, 155-172 (1983)

[Bern01] O. Bernard, E. Denarié und E. Brühwiler: Comportement au jeune âge du béton et limitation de la fissuration traversante des structures hybrides. Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation, Bundesamt für Strassen, Forschungsauftrag AGB 1997/064 (82/97) der Arbeitsgruppe Brückenforschung, Heft Nr. 563 (2001)

[Burr04] R.W. Burrows et. al.: Three simple tests for selecting low-crack cement, Cement & Concrete Composites 26, 509-519 (2004)

[Heea04] Z. He et. al.: New Experimental Method for Studying Early-Age Cracking of Cement-Based Materials, ACI Materials Journal, Vol. 101, No. 1, 50-56 (2004)

[Hill76] A. Hillerborg, M. Modéer und P.E. Petersson: Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements, Cement and Concrete Research, Vol 6, 773-782 (1976)

[Kaes89] M. Käser und C. Menn: Dauerhaftigkeit von Stahlbetontragwerken; Auswirkungen der Rissbildung, Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation, Bundesamt für Strassen, Forschungsauftrag 11/84 der Arbeitsgruppe Brückenforschung, Heft Nr. 162 (1989)

- [Kell92] T. Keller: Dauerhaftigkeit von Stahlbetontragwerken - Transportmechanismen - Auswirkungen von Rissen, Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation, Bundesamt für Strassen, Forschungsauftrag 58/88 der Arbeitsgruppe Brückenforschung, Heft Nr. 235 (1992)
- [Leem07], A. Leemann und R. Loser: Selbstverdichtender Beton: Schwinden und Rissbildung, Beton-Bulletin Nr.1, 1. Schweizer Betonforum vom 21. Mai 2007, Betonsuisse (Hrsg.) (2007)
- [Li03] V.C. Li: On Engineered Cementitious Composites (ECC) : A Review of the Material and its Applications, J. Advanced Concrete Technology, Vol. 1, No. 3, pp.215-230, 2003.3
- [Lie 96] T.T. Lie and V.K.R. Kodur: Thermal and mechanical properties of steel fibre reinforced concrete at elevated temperature, Can. J. Civ. Eng., 23(4), 511-517 (1996)
- [Lunk98] P. Lunk, T. Müller und F. H. Wittmann: Feuchtigkeits- und Ionentransport in gerissenen Stahlbetonbauteilen, Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation, Bundesamt für Strassen, Forschungsauftrag 85/90 der Arbeitsgruppe Brückenforschung, Heft Nr. 538, 1998
- [Mart01] G. Martinola: Rissbildung und Ablösung zementgebundener Beschichtungen auf Beton, Diss ETH Nr. 13520, auch erschienen als Building Materials Report No. 12, Aedificatio Publishers (2001)
- [Mart02] G. Martinola, M. Bäuml und F. H. Wittmann: Modified ECC Applied as an Effective Chloride Barrier, in Proceedings of the JCI International Workshop on Ductile Fiber Reinforced Cementitious Composites (DFRCC) - Application and Evaluation, Japan Concrete Institute, 171-180 (2002)
- [Pers98] B. Persson: Quasi-instantaneous and long-term deformations of HPC with some related properties, TVBM-1016, Lund Inst. of Technology, Lund, 500 (1998)
- [Rehm88] G. Rehm, U. Nürenberger, B. Neubert und F. Nenninger: Chloridkorrosion von Stahl in gerissenem Beton; Heft Nr. 390 des DAfStb; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (1988)
- [Rile02] RILEM Report 25 TC 181-EAS, Early Age Cracking in Cementitious Systems, A. Bentur (Hrsg.) (2002)
- [Roel86] P.E. Roelfstra und F.H. Wittmann: "Numerical Method to link strain softening with failure of concrete." Fracture Toughness and Fracture Energy of Concrete, F. H. Wittmann ed., Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, 163-175 (1986).
- [Roel94] P.E. Roelfstra, A.M. Salet und J.E. Kuiks: "Defining and application of stress-analysis-based temperature difference limits to prevent early-age cracking in concrete structures." Proc., International Rilem Symposium n° 25: Thermal cracking in concrete at early age, Munich, 273-280 (1994)

- [Schi03] P. Schieß, P. Rucker, K.H. Wiegrink und E. Hiller: Temperaturspannungsentwicklung in jungem Beton - Modellierung und Berechnung auf der Basis von Versuchen. *Beton*, 7+8, 355-359 (2003)
- [Schi04] P. Schiessl et. al.: New Results on Early-Age Cracking Risk of Special Concrete, *Cement, Concrete and Aggregates* 26, No. 2, 1-9 (2004)
- [Schw04] A. Schwartzenruber, M. Philippe und G. Marchese: Effect of PVA, glass and metallic fibres, and of an expansive admixture on the cracking tendency of ultrahigh strength mortar, *Cement & Concrete Composites* 26, 573-580 (2004)
- [SNEN06] SN EN 206-1:2000, Beton - Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität, Aktualisierungen der Tabelle NA.3 vom 19. Januar und 12. September 2006, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (2006)
- [Sule04] M. Sule und K. van Breugel: The effect of reinforcement on early-age cracking due to autogenous shrinkage and thermal effects, *Cement & Concrete Composites* 26, 581-587 (2004)
- [Taza98] E. Tazawa: Autogeneous Shrinkage of Concrete, in *Proceedings of the International Workshop Organized by the Japan Concrete Institute*, edited by E. Tazawa, Hiroshima, Japan (1998)
- [Taza99] E. Tazawa und S. Miyazawa: Effect of constituents and curing conditions on autogenous shrinkage, in *Proceedings of the Int. Workshop „Autogenous Shrinkage of Concrete AUTOSHRINK98“*, Ei-ichi Tazawa, Editor, Hiroshima 1998, E & FN Spon; 269-280(1999)
- [Weis03] J. Weiss and N. Berke: Admixtures for Reduction of Shrinkage and Cracking, *Early Age Cracking in Cementitious Systemes*, Report of RILEM Technical Committee TC 181-EAS, A. Bentur (ed.), RILEM Publications S.A.R.L., Report No. 25, 323-335 (2003)
- [Witt89] X. Wittmann, H. Sadouki and F. H. Wittmann; „Numerical Evaluation of Drying Test Data“; *Transactions of the 10th International Conference in Reactor Technology*; 71-79 (1989)
- [Witt95] F. H. Wittmann: Influence of drying induced damage on the hygral diffusion coefficient. *Proc., FraMCoS-2*, F. H. Wittmann ed., Aedificatio Publishers, Freiburg, 1519-1525 (1995)
- [Witt02] F. H. Wittmann, G. Martinola and H. Sadouki: Material Properties Influencing Early Cracking of Concrete, in *Proceedings of an International Workshop on Properties of Concrete at Early Age*, Balkema Publishers, Japan, 3-18 (2002)