



Spannungszustand in ungerissenen Betonbauten

Potential zur Reduktion der Mindestbewehrung und für den Einsatz von Baustoffen mit begrenzter Duktilität

ETH, Zürich

Prof. Dr. Walter Kaufmann Tena Galkovski

cemsuisse-Projekt 201704 - Oktober 2019

Diese Forschungsarbeit wurde durch cemsuisse, Verband der Schweizerischen Cementindustrie mitfinanziert.

Vorwort der Begleitgruppe

Die Baustoffindustrie, namentlich die Zementindustrie, unterstützt intensiv Entwicklungen zur Reduzierung des CO₂ Fussabdruckes von Betonbauwerken, sei es durch Verbesserung der verwendeten Baustoffe, Förderung der Kreislaufwirtschaft durch Aufbereitung und Wiederverwendung oder die intelligente Verknüpfung neuer Materialeigenschaften mit adaptierten Methoden der Bauteilbemessung. Um die Möglichkeit der Ausnutzung eben solcher neuer Materialeigenschaften abzuschätzen, wurde ein Forschungsauftrag zur Bestimmung des Potentials zur Reduktion der Mindestbewehrung und für den Einsatz von Baustoffen mit begrenzter Duktilität an das Institut für Baustatik und Konstruktion vergeben. Denn ein grosser Teil der Bewehrungsmenge in vielen Betonbauten wird primär zur Begrenzung der Rissbreiten im Gebrauchszustand vorgesehen. Oft bleibt die Rissbildung jedoch aus, und diese sogenannte Mindestbewehrung bleibt inaktiv.

Im vorliegenden Projekt wurde daher untersucht, ob es möglich ist, den initialen Spannungszustand in Betonbauten zuverlässig vorherzusagen oder zumindest einzugrenzen und auf dieser Basis die Mindestbewehrung zu reduzieren und begrenzt duktile Baustoffe einzusetzen. Dazu wurden analytische, numerische und insbesondere umfangreiche experimentelle Labor- und Felduntersuchungen – mit verschiedenen, teilweise neuartigen Sensoren – durchgeführt, um die Vielzahl der Faktoren, welche den initialen Spannungszustand eines Bauteiles beeinflussen, wie das Frühschwinden und die abfliessende Hydratationswärme, die Umgebungstemperatur und Luftfeuchtigkeit, die Exposition, Bauetappierung, Setzungen oder die Baugrundsteifigkeit ect., zu erfassen.

Dies war mit den verwendeten Methoden der Abschätzung und Dehnungsmessung an untersuchten Bauteilen im Labor und auf Baustellen gut gelungen. Die geplante allgemeingültige Abschätzung auf theoretischer Grundlage mit Bemessungsmodellen, ohne die Kenntnis der Summe und des Verlaufs der genannten Einflüsse nach dem Betonieren, kann jedoch kaum prognostiziert und quantifiziert werden. Damit konnte mit dieser Arbeit nicht das erhoffte allgemeingültige Modell gefunden werden, wonach schwindreduzierte Betone mit geringerem Gehalt an Mindestbewehrung hergestellt werden könnten. Dennoch wurden wertvolle Erkenntnisse zu diesen komplexen Einflüssen auf die initialen Spannungen gewonnen, die dem Bericht entnommen werden können.

Kerstin Wassmann, Holcim (Schweiz) AG

cemsuisse Forschungsförderung

Die cemsuisse Forschungsförderung unterstützt Forschungsprojekte im Bereich der Betonanwendung, welche von kompetenten Forschergruppen an cemsuisse herangetragen werden. Mit der proaktiven Forschungsförderung definiert cemsuisse zudem Forschungsprojekte von spezifischem Interesse und trägt diese an kompetente Forschergruppen heran oder schreibt sie öffentlich aus. Die Projektnehmer werden jeweils von einer Begleitgruppe aus cemsuisse-Vertretern fachlich unterstützt.

Dr. Martin Tschan, Leiter Umwelt, Technik, Wissenschaft, cemsuisse

Inhaltsverzeichni	S

Be	zeichnu	ingen und Fachausdrücke	.III
Zı	isamme	nfassung	1
1.	Proje	ktvoraussetzungen und -ziele	1
	1.1.	Problemstellung	1
_	1.2.	Ziele	2
2.	Stand	d der Technik	2
	2.1.	Ermittlung des Spannungszustands in Betonbauwerken	2
	2.2.	Tragsicherheit – Mindestbewehrung zur Gewährleistung der Duktilität	2
	2.3.	Gebrauchstauglichkeit – Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung	3
	2.4.	Einsatz von Baustoffen mit begrenzter Duktilität	3
	2.5.	Forschungsbedarf und heutige Möglichkeiten	3
	2.6.	Überblick über den Sachstand und verwandte Forschungsarbeiten	4
	2.6.1	Einflussgrössen	4
	2.6.2	Abfliessende Hydratationswärme	4
	2.6.3	. Schwinden / Hygrische Materialeigenschaften des Betons	5
	2.6.4	<i>fib</i> Model Code for Concrete Structures	6
	2.6.5	. Deformationsbasierte Rissweitenkontrolle in grossen gezwängten Stahlbetontragwerkelementen	7
	2.6.6	. Cemsuisse-Projekte Früh- und Trockenschwinden	7
3.	Mate	rial und Methoden	8
	3.1.	Analytische Untersuchungen	9
	3.1.1	. Initiale Spannungen aus Dehnungsmessungen	9
	3.1.2	. Zwängungsgrad	10
	3.2.	Numerische Modellierung	. 11
	3.3.	Experimenteller Ansatz	. 12
	3.3.1	Betonzugglieder	12
	3.3.2	Freies Schwindmass kleiner Betonproben	12
	3.3.3	. Orthogonal bewehrte Stahlbetonplatte	13
	3.3.4	. Feldmessung Autobahnstützmauer	13
4.	Resu	ltate und Diskussion	. 14
	4.1.	Versuch A Betonzugglieder – Schwindmessung und Erstrissbildung	. 14
	4.2.	Versuch Bi Freies Schwindmass kleiner Betonproben	. 15
	4.3.	Versuch Bii Orthogonal bewehrte Stahlbetonplatte	. 17
	4.4.	Versuch Biii Feldmessung Autobahnstützmauer	. 21
5.	Schlu	issfolgerungen und Bedeutung für die Praxis	. 29
6.	Emp	fehlungen für die weitere Umsetzung	. 29
7.	Fina	nzielles	. 30
8.	Liter	aturx	xxi
A .	Anha	nngxx	xiii
A	L Schwi	indkörperxx	xiii •
A	2 orthog 8 Stütze	conal dewenrte Platte XX	XIV
л.) Stutzli	$\mathbf{u} \mathbf{a} \mathbf{u} \mathbf{v}_1$	лл∨

Bezeichnungen und Fachausdrücke

Im Folgenden werden die wichtigsten in diesem Bericht verwendeten Bezeichnungen definiert. Weitere, nicht hier definierte Bezeichnungen werden im Text bei erstmaliger Benutzung eingeführt.

f_c	Zylinderdruckfestigkeit von Beton
f_{cm}	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit
	von Beton
f_{ct}	Betonzugfestigkeit
f_{ctm}	Mittelwert der Betonzugfestigkeit
n	Wertigkeit des Bewehrungsstahls
S	Von der Zementfestigkeit abhängiger
	Koeffizient
t	Zeit
t_0	Belastungsbeginn
ts	Nachbehandlungszeit
t_T	Maturitätsindex
Lateiniscl	ne Grossbuchstaben
E_{ci}	E-Modul des Betons nach 28 Tagen
E_{a}^{-}	E-Modul des Betons

C	
$G_{_F}$	Bruchenergie pro Einheitslänge [N/m]
$J(t,t_0)$	Kriechfunktion
R_{ax}	Koeffizient zur Erfassung der Zwängung
	gemäss [14] (hier als ζ bezeichnet)

T Temperatur

V_i Varianz der Grösse i

Griechische Kleinbuchstaben

α_i	Temperaturausdehnungskoeffizient	des
	Materials <i>i</i>	

- $\beta_{bc}(f_{cm})$ Koeffizient zur Beschreibung des autogenen Kriechens als Funktion der Betonfestigkeit
- $\beta_{bc}(t,t_0)$ Koeffizient zur Beschreibung des autogenen Kriechens als Funktion der Zeit ab Beginn der Belastung

 $\beta_{bs}(t)$ Koeffizient zur Berücksichtigung der zeitlichen Entwicklung des autogenen Schwindens

 $\beta_{cc}(t)$ zeitliche Entwicklungsfunktion der Betonfestigkeit

 $\beta_{dc}(f_{cm})$ Koeffizient zur Beschreibung des Trockenkriechens als Funktion der Betonfestigkeit

 $\beta_{dc}(RH)$ Koeffizient zur Beschreibung des Trockenkriechens als Funktion der relativen Luftfeuchtigkeit

 $\beta_{dc}(t_0)$ Koeffizient zur Beschreibung des Trockenkriechens als Funktion vom Belastungsbeginn

$$\beta_{dc}(t,t_0)$$
 Koeffizient zur Beschreibung des Tro-
ckenkriechens als Funktion der Zeit ab
Beginn der Belastung

- $\beta_{ds}(t-t_s)$ Koeffizient zur Berücksichtigung der zeitlichen Entwicklung des Trockenschwindens als Funktion der Nachbehandlungsdauer
- β_{RH} Koeffizient zur Berücksichtigung der relativen Luftfeuchtigkeit
- $\varepsilon_c(t)$ zeitlicher Verlauf der Betondehnungen
- $\varepsilon_{cbs}(t)$ zeitlicher Verlauf der autogenen Schwinddehnungen
- $\epsilon_{cbs0}(f_{cm})$ autogene Schwinddehnungen als Funktion der mittleren Betondruckfestigkeit

$$\varepsilon_{cc}(t)$$
 zeitlicher Verlauf der Kriechdehnungen $\varepsilon_{cds}(t,t_s)$ Trockenschwinddehnungen als Funktion

der Nachbehandlungszeit und der Zeit
$$f_{men}(f_{men})$$
 Trockenschwinddehnungen als Funktion

 $\varepsilon_{cds0}(f_{cm})$ Trockenschwinddehnungen als Funktion der mittleren Betondruckfestigkeit

- $\varepsilon_{ci}(t_0)$ initialen Betondehnungen bei Belastungsbeginn
- $\varepsilon_{cs}(t)$ zeitlicher Verlauf der Schwinddehnungen
- $\varepsilon_{cs,eff}(t)$ effektiv eingetretene Schwinddehnungen, d.h. messbare Dehnung
- $\varepsilon_{cs,th}(t)$ theoretische, freie Schwinddehnungen, d.h. ungezwängt
- ε_{ct} Betonzugdehnungen
- $\varepsilon_{cT}(t)$ Temperaturdehnungen
- ε_{c0} initiale Betondehnungen
- ϵ_{eff} effekitve Dehnungen (gemessene)
- $\varepsilon_{th}(t)$ theoretische, freie Dehnungen, i.e. ungezwängt
- ε_z behinderte Dehnungen
- $\varepsilon_{c\sigma}$ spannungsabhängige Betondehnungen $\phi(t,t_0)$ Kriechbeiwert
- $\varphi_{bc}(t,t_0)$ autogener Anteil des Kriechbeiwerts
- $\phi_{dc}(t,t_0)$ Trockenkriechanteil des Kriechbeiwerts
- σ_{ct} Betonzugspannungen
- σ_{c0} initiale Betonspannungen

ρ

- geometrischer Bewehrungsgehalt
- ξ Verhältnis zwischen effektiv eingetretenen und freien Dehnungen
- $\zeta = (1-\xi)$ Faktor zur Erfassung der Zwängung («Zwängungsgrad»)

Normalkräfte und Normalspannungen werden positiv auf Druck definiert.

Zusammenfassung

Ein grosser Teil der Bewehrungsmenge in vielen Betonbauten wird primär zur Begrenzung der Rissbreiten im Gebrauchszustand vorgesehen. Oft bleibt die Rissbildung jedoch aus, und diese sogenannte Mindestbewehrung bleibt inaktiv. Viele heutige Bemessungsvorschriften gehen zudem davon aus, dass sich die Tragwerke duktil verhalten, womit der initiale Spannungszustand für die Bemessung irrelevant ist. Die erforderliche Duktilität kann dabei ebenfalls durch eine Mindestbewehrung gewährleistet werden, die je nach initialem Spannungszustand nur teilweise aktiviert wird. Die meisten neuen Bauweisen und Bewehrungen (Faserbeton, UFFB, CFK, GFK, Bambus, ...) sind dagegen nur begrenzt duktil. Sollen beim Einsatz diese Baustoffe nicht alle möglichen initialen Spannungszustände durch eine unwirtschaftliche und ressourcenintensive Überbemessung abgedeckt werden, müsste der initiale Spannungszustand bekannt sein.

Mit einer kräftigen Mindestbewehrung – auch wenn sie während der gesamten Lebensdauer nicht aktiviert wird – oder einer Überbemessung kann zwar die Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit gewährleistet werden, und es resultieren robuste Tragwerke. Aus Sicht der Nachhaltigkeit und der Wirtschaftlichkeit ist eine solche Bemessung jedoch unbefriedigend: Durch eine die Reduktion der Mindestbewehrung könnten die CO_2 – Emissionen von Betonbauten signifikant reduziert und Kosten eingespart werden. Im vorliegenden Projekt wurde daher untersucht, ob es möglich ist, den initialen Spannungszustand in Betonbauten zuverlässig vorherzusagen oder zumindest einzugrenzen und auf dieser Basis die Mindestbewehrung zu reduzieren und begrenzt duktile Baustoffe einzusetzen. Dazu wurden analytische, numerische und insbesondere umfangreiche experimentelle Labor- und Felduntersuchungen – mit verschiedenen, teilweise neuartigen Sensoren – durchgeführt.

Mit der vorliegenden Arbeit konnten einige neue Erkenntnisse zum initialen Verformungs- und Spannungszustand von ungerissenen Beton gewonnen und ein Schritt in Richtung dessen analytischer und numerischer Modellierung gemacht werden. Die experimentellen Untersuchungen, insbesondere an realen Bauwerken, zeigten jedoch auf, dass es aufgrund der zahlreichen, nicht genau quantifizierbaren Einflussfaktoren kaum möglich ist, den initialen Spannungszustand mit analytischen Modellen und numerischen Untersuchungen mit ausreichender Genauigkeit vorherzusagen.

1. Projektvoraussetzungen und -ziele

1.1. Problemstellung

Grosse, oft inaktive Mindestbewehrung in heutigen Betonbauten

Ein grosser Teil der Bewehrungsmenge in heutigen Betonbauten besteht aus der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten, mit einer untergeordneten statischen Funktion. Typischerweise handelt es sich dabei um Bodenplatten, Wände in Untergeschossen, Tagbautunnel und wasserdichte Bauwerke («Weisse Wannen»). Des Weiteren ist eine (in der Regel kleinere) Mindestbewehrung zur Gewährleistung der Duktilität notwendig, auch wenn keine Anforderungen an die Rissweitenbegrenzung gestellt werden. Bleibt die Rissbildung in diesen Bauten aus, so ist die Mindestbewehrung inaktiv. Aus Sicht der Nachhaltigkeit und der Wirtschaftlichkeit ist diese gängige Praxis nicht zufriedenstellend. Durch die Reduktion der Mindestbewehrung könnten die CO_2 – Emissionen von Betonbauten signifikant reduziert werden.

Eingeschränkte Einsetzbarkeit von Baustoffen mit begrenzter Duktilität

Heutige Bemessungskonzepte ([4], [10], [12], [13], [19]) setzen in der Regel ein duktiles Tragwerksverhalten voraus, da davon ausgegangen wird, dass der initiale Spannungszustand nicht ermittelt werden kann und somit Schnittkraftumlagerungen unbekannter Grösse erforderlich sind, um die rechnerische Traglast zu erreichen. Dies ist ein Hindernis für den Einsatz von Baustoffen mit begrenzter Duktilität wie Stahlfaserbeton oder UHFB, bei welchen ein ausreichend duktiles Verhalten, sofern auf eine konventionelle Mindestbewehrung verzichtet werden soll, nur mit in der Praxis kaum erreichbaren Fasergehalten gewährleistet werden kann. Auch bei nichtmetallischen Bewehrungen (GFK, CFK, Bambus etc.) stellt sich dieses Problem, da sie in der Regel wenig duktil sind.

Beurteilung der Wahrscheinlichkeit einer Rissbildung

Aufgrund des heutigen Kenntnisstands (siehe zum Beispiel [13], [19]), kann nicht zuverlässig beurteilt werden, ob ein Bauteil infolge Zwang reissen wird. Dies wäre jedoch wichtig für die Beurteilung der Rissefreiheit von Sichtbetonbauten und Behältern. Auch hier liegt der Grund für die Unsicherheit darin, dass der initiale Spannungszustand in Betonbauwerken weitgehend unbekannt ist.

1.2. Ziele

Mit dem vorliegenden Forschungsprojekt wurde untersucht, ob es möglich ist, den tatsächlichen Spannungszustand in Betonbauten mit heutigen Berechnungs- und Messmethoden zuverlässig einzugrenzen. Zudem soll das Projekt aufzeigen, welches Potential die Beseitigung der heutigen Unsicherheiten bei der Ermittlung des initialen Spannungszustands in Betonbauten hat: mutmasslich wird es möglich sein, die Mindestbewehrung gezielter einzusetzen und dadurch die Bewehrungsmenge zu reduzieren. Ebenso könnte es möglich sein, das Risiko einer Rissbildung besser abzuschätzen, und es werden Grundlagen für einen effizienteren Einsatz moderner Baustoffe mit begrenzter Duktilität geschaffen. Das Forschungsprojekt wurde im Zeitraum von Oktober 2017 bis Mitte 2019 durchgeführt.

2. Stand der Technik

2.1. Ermittlung des Spannungszustands in Betonbauwerken

Voraussetzung für eine Reduktion der Mindestbewehrung – oder gar einen Verzicht darauf – sowie für einen verbreiteten Einsatz von Baustoffen mit begrenzter Duktilität ohne zusätzliche konventionelle Mindestbewehrung ist grundsätzlich die zuverlässige Kenntnis des Spannungszustands im ungerissenen Bauwerk. Ist dieser bekannt, kann beurteilt werden, ob eine Rissbildung überhaupt zu erwarten ist, und falls ja, ob das Verformungsvermögen ausreichend ist.

Die Ermittlung dieses Spannungszustands ist jedoch wesentlich komplexer als oft angenommen wird. Zwar stehen heute Werkzeuge wie beispielsweise nichtlineare FE-Programme zur Verfügung, welche es ermöglichen, die durch eine bestimmte Belastung hervorgerufene Beanspruchung zu ermitteln. Dabei werden jedoch das Materialverhalten sowie der vor dem Aufbringen der Beanspruchung vorhandene, initiale Spannungs- und Dehnungszustand als bekannt vorausgesetzt. Aufgrund des im Allgemeinen nichtlinearen, zeitabhängigen und zahlreichen Einflüssen unterworfenen Materialverhaltens und der Tatsache, dass die Belastungsgeschichte meist unbekannt ist, sind diese Voraussetzungen aber selten erfüllt. Letzteres ist schon lange bekannt; so kam beispielsweise Melan vor rund 80 Jahren zum Schluss, dass " (...) die Frage nach einem Spannungszustand bei einer bestimmten Belastung keinen Sinn" habe [11].

Durch die Unsicherheiten bei der Ermittlung des Spannungszustandes wird die Aussagekraft vieler Forschungsarbeiten, die ein initial spannungsfreies Tragwerk voraussetzen (was selbst im Labor kaum je zutrifft), stark relativiert, und in der Praxis wird in der Regel darauf verzichtet, den Spannungszustand im ungerissenen Zustand zu ermitteln. Vielmehr gehen moderne Tragwerksnormen resp. Bemessungsverfahren wie einleitend bemerkt davon aus, dass der initiale Spannungszustand unbekannt ist und eine Rissbildung eintreten wird.

2.2. Tragsicherheit – Mindestbewehrung zur Gewährleistung der Duktilität

Der Nachweis der Tragsicherheit erfolgt heute meist auf der Basis des Unteren Grenzwertsatzes der Plastizitätstheorie der besagt, dass die Traglast unabhängig von der Belastungsgeschichte ist, sofern eine genügende Duktilität vorhanden ist ([4], [12], [13]). Im Stahlbetonbau wird dies durch den Einsatz einer Mindestbewehrung gewährleistet, die bei Rissbildung die Zugkomponenten aufnehmen kann und somit einen Sprödbruch verhindert. Diese Bewehrung beläuft sich bei Biegung auf etwa $\rho_{min} = 0.2\%$ (geometrischer Bewehrungsgehalt, entsprechend ca. 15 kg/m³ Bewehrung pro Richtung), bei zentrischem Zug etwa $\rho_{min} = 0.6\%$ (ca. 50 kg/m³ Bewehrung pro Richtung). Auf diese Art der Bewehrung kann nach heutiger Bemessungsphilosophie nicht verzichtet werden.

2.3. Gebrauchstauglichkeit – Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung

Eine kräftigere Mindestbewehrung wird vorgesehen, um die Rissbreiten im Gebrauchszustand zu begrenzen. Dabei wird zwischen Last- und Zwangsbeanspruchung unterschieden. Unter Lastbeanspruchung ist die Mindestbewehrung oft nicht viel grösser als die zur Gewährleistung der Tragsicherheit ohnehin erforderliche statische Bewehrung. Sofern sich das Bauwerk nicht zwängungsfrei verkürzen kann, wird zur Begrenzung der Rissbreiten im Gebrauchszustand jedoch auch eine Mindestbewehrung vorgesehen, wenn in die entsprechende Richtung keine äussere Belastung wirkt. Diese Mindestbewehrung wird oft für zentrischen Zwang bemessen und kann bei hohen Anforderungen (kleine Rissbreiten) mehr als $\rho_{min} = 1.0\%$ (ca. 80 kg/m³ pro Bewehrungsrichtung) betragen. Vor allem bei relativ dicken Bauteilen entspricht dies einer sehr grossen Bewehrungsmenge ohne statische Funktion.

Bei der Bemessung der Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung bei behinderten Verformungen (innerer Zwang durch Schwinden und abfliessende Hydratationswärme, aber auch äusserer Zwang durch Temperaturänderungen und Auflagerverschiebungen) wird in der Regel davon ausgegangen, dass das Tragwerk unabhängig von der Grösse der Zwangsbeanspruchung reisst, ohne dass dies rechnerisch überprüft wird. Für übliche Verhältnisse (Schwindmass ca. 0.3‰, Rissdehnung des Betons ca. 0.1‰) ist dies bei tatsächlich vorliegender, steifer Behinderung der Verformungen gerechtfertigt, da der Beton mit grösster Wahrscheinlichkeit reissen wird. Bei kleinerer Zwangsbeanspruchung, beispielsweise bei schwindarmem Beton oder weniger steifer Behinderung der Verformungen, tritt jedoch erfahrungsgemäss oft keine Rissbildung ein, so dass die Mindestbewehrung inaktiv bleibt; im Grenzbereich kann sie sich sogar negativ auswirken, da die (Quer-)Bewehrung eine Inhomogenität im Beton darstellt und den Querschnitt reduziert, so dass eher Risse entstehen können. Ein kleineres Schwindmass wirkt sich zudem auch im Falle einer Rissbildung günstig aus: da sich kein abgeschlossenes Rissbild einstellt, resultieren zwar nicht signifikant kleinere, aber weniger Risse. All diese günstigen Auswirkungen einer kleineren Zwangsbeanspruchung bleiben bei der Bemessung der Mindestbewehrung heute unberücksichtigt.

2.4. Einsatz von Baustoffen mit begrenzter Duktilität

Bei der Bemessung von Tragwerken aus Baustoffen mit begrenzter Duktilität bestehen heute verschiedene, teilweise divergierende Ansätze. Bei Rechnerischen Ansätzen in Forschungsarbeiten wird oft implizit vorausgesetzt, dass das Tragwerk initial spannungsfrei ist. Da dies potentiell zu einer unsicheren Bemessung führen kann, verlangen Regelwerke zur Gewährleistung der Duktilität in vielen Fällen entweder ein verfestigendes Werkstoffverhalten [12] oder die Anordnung einer konventionellen Mindestbewehrung, womit die Vorteile des Einsatzes von Faserbeton und UHFB jedoch weitgehend verloren gehen: Wenn ohnehin eine Bewehrung notwendig ist, kann diese in vielen Fällen ohne viel Aufwand kräftiger ausgebildet werden (und dafür auf Fasern verzichtet).

Für die Bemessung von Geschossdecken aus Faserbeton besteht ein möglicher Ansatz darin, die Traglast mit der Fliessgelenklinienmethode der Plastizitätstheorie zu ermitteln, wobei lediglich die residuale Zugfestigkeit des Faserbetons angesetzt wird [15]. Obschon dabei auf der Basis statistischer Überlegungen davon ausgegangen wird, dass die Nachrisszugfestigkeit in den weit ausgedehnten Fliessgelenklinien wesentlich weniger variiert als in den kleinen, zur Bestimmung der Materialkennwerte durchgeführten Biegezugversuchen, sind relativ hohe Fasergehalte erforderlich. Bei der praktischen Anwendung wird dennoch meist zusätzlich ein Bewehrungsnetz eingelegt.

Ein alternatives, mutmasslich wesentlich wirtschaftlicheres Vorgehen könnte darin bestehen, das dilatante Verhalten der Fliessgelenklinien zu berücksichtigen, welches zu einem Druckmembranspannungszustand in der umliegenden, ungerissenen Platte (und damit einer Erhöhung des Biegewiderstands in der Fliessgelenklinie) führt. Für solche Untersuchungen müsste jedoch der initiale Spannungszustand bekannt sein.

2.5. Forschungsbedarf und heutige Möglichkeiten

Stahlbeton ist ein sehr komplexer Baustoff. Der Spannungszustand an einer bestimmten Stelle eines Bauteils hängt von vielen Einflüssen ab, die teilweise grossen Streuungen (innerhalb der gleichen Betonsorte) unterworfen sind und sich gegenseitig beeinflussen.

Relativ gut bekannt sind die ständigen und veränderlichen Einwirkungen ("ständig" = langzeitig wirkend: Eigenlasten, saisonale Temperaturschwankungen etc.; "veränderlich" = kurzzeitig wirkend: Nutzlasten, kurzfristige Temperaturschwankungen etc.), die in statischen Berechnungen meist detailliert untersucht werden. Viele weitere Einflüsse sind jedoch nur schwer quantifizierbar, beispielsweise:

- Schwinden des Betons
- Steifigkeits- und Festigkeitsentwicklung des Betons
- Kriechen resp. Relaxation des Betons
- Wärmeentwicklung (insbesondere abfliessende Hydratationswärme)
- Herstellungsprozess (Etappierung, Dauer des Betoniervorgangs, ...)
- Geometrische Verhältnisse und Randbedingungen (Verschiebungen behindert oder nicht)
- Steifigkeit der angrenzenden Bauteile resp. des Baugrunds

Daher wird heute, wie erwähnt, meist davon ausgegangen, dass der initiale Spannungszustand nicht bestimmt werden kann.

In den vergangenen Jahren hat eine rasante Entwicklung stattgefunden: Die verfügbaren Modelle und Berechnungsverfahren wurden weiterentwickelt, die Rechenkapazität hat sich dramatisch verbessert, und neue Messmethoden wurden entwickelt.

Trotz all dieser Fortschritte wird es auch heute kaum gelingen, den tatsächlichen Spannungszustand exakt zu berechnen. Es könnte jedoch möglich sein, den Spannungszustand durch eine geeignete Kombination von rechnerischen und messtechnischen Verfahren soweit einzugrenzen, dass (i) verlässliche Aussagen zur Wahrscheinlichkeit einer Rissbildung, und damit zur Notwendigkeit einer Mindestbewehrung, möglich sind und (ii) das Verformungsvermögen von Baustoffen mit begrenzter Duktilität abgeschätzt werden kann. Mit dem vorliegenden Projekt soll dies verifiziert werden.

2.6. Überblick über den Sachstand und verwandte Forschungsarbeiten

Dieses Kapitel soll einen Überblick über den Stand der Technik geben, wobei zu betonen ist, dass ein breites Spektrum an Forschung in diesem Gebiet betrieben wurde und noch immer wird. Hier können daher nur ausgewählte Aspekte aufgezeigt werden, ohne Anspruch auf Vollständigkeit. Von zahlreichen Autoren wird im Themenbereich der Rissbildung und -beherrschung geforscht. Oft haben die Ergebnisse einen empirischen Charakter und können nicht reproduziert werden. Das zeigt auch auf, wie stark der Einfluss der vielzähligen Einflussfaktoren auf den initialen Spannungs- und Dehnungszustand in Beton ist und wie schwierig sich die Verhältnisse bei experimentellen Arbeiten kontrollieren lassen, geschweige denn in der Praxis.

2.6.1. Einflussgrössen

Zahlreiche Faktoren beherrschbarer und unbeherrschbarer Natur nehmen Einfluss auf den Dehnungs- und den Spannungszustand von Betonbauten ab dem Zeitpunkt des Betonierens. Einige wichtige Einflussgrössen sind die Folgenden:

- ständige Einwirkungen (Eigenlasten, ständige Auflasten, saisonale Temperaturschwankungen)
- veränderliche Einwirkungen (Nutzlasten, kurzfristige Temperaturänderungen)
- Schwinden
- Steifigkeits- und Festigkeitsentwicklung des Betons (E_c, f_c, f_{ct})
- Kriechen, respektive Relaxation
- Wärmeentwicklung des Betons, insbesondere abfliessende Hydratationswärme
- Herstellungsprozess und Umgebungsbedingungen (Etappierung, Dauer des Betoniervorganges, Nachbehandlung, Temperatur-, Feuchtigkeits- und Windverhältnisse)
- Geometrische Verhältnisse und Randbedingungen (behinderte Verschiebungen und Deformationen)
- Steifigkeit angrenzender Teile, respektive des Baugrunds

Lediglich die ersten beiden Punkte sind in der Regel gut quantifizierbar, was eine globale Beurteilung erschwert. Im Folgenden wird auf ausgewählte Einflüsse im Detail eingegangen; am Ende des Kapitels wird deren Behandlung und Berücksichtigung in Normenwerken und Richtlinien aufgezeigt.

2.6.2. Abfliessende Hydratationswärme

Bei dicken Bauteilen erwärmt sich der Beton infolge der Hydratation stark, und die darauffolgende Abkühlung kann bei gezwängten Bauteilen bereits im jungen Betonalter Risse verursachen («early age cracking»). In der Praxis können solche Risse, die häufig über die gesamte Bauteildicke verlaufen und die Wasserdichtigkeit beeinträchtigen, nicht immer eindeutig von Rissen infolge Frühschwinden (siehe unten) unterschieden werden.

Das thermische Verhalten des Betons im jungen Alter ist Gegenstand umfangreicher Forschungsarbeiten, siehe u.a. Forschungsprogramme DaCS (Durable advanced Concrete Solutions, Sintef/Norwegen) und CEOS (Comportement et Evaluation des Ouvrages Spéciaux vis-à-vis de la fissuration et du retrait, Frankreich).

Sofern eine Mindestbewehrung zur Aufnahme der Risszugkraft des Betons vorgesehen wird, sind Risse zu einem frühen Zweitpunkt eigentlich sogar günstig, da die Zugfestigkeit des Betons bei der Rissbildung noch geringer ist. Soll hingegen auf eine Mindestbewehrung verzichtet oder diese reduziert werden, müssen frühe thermische Risse vermieden werden. In einigen Ländern (beispielsweise Schweden) wird die Wärmeentwicklung daher in den ersten Tagen nach der Erstellung auch bei nicht aussergewöhnlich dicken Bauteilen mittels im Beton eingelegter Kühleitungen kontrolliert, und es werden Berechnungen zur Ermittlung der thermisch bedingten Eigenspannungen zur Beurteilung des Rissrisikos durchgeführt [7]. Dies ist jedoch nur dann zielführend, wenn nicht infolge Schwinden eine Rissbildung zu einem späteren Zeitpunkt eintritt – was üblicherweise für die Auslegung der Mindestbewehrung massgebend ist, da die Zwängungen infolge behindertem Schwinden dominant sind resp. zum Zeitpunkt der Rissbildung infolge Schwinden die Betonzugfestigkeit höher ist.

Im vorliegenden Bericht werden daher thermische Eigenspannungen nach dem Stand der Technik berücksichtigt, der Fokus liegt jedoch auf Eigenspannungen infolge Schwinden.

2.6.3. Schwinden / Hygrische Materialeigenschaften des Betons

Die vorliegende Fragestellung nach dem initialen Spannungs- und Dehnungszustand ist vielschichtig und von vielen nichtlinearen Parametern abhängig. Aus diesem Grund sollen die Mechanismen hinter der Entwicklung von Deformationen und Spannungen infolge hygrischer Prozesse und letztlich hinter der Rissbildung im vorliegenden Unterkapitel näher dargelegt werden.

In der Baupraxis werden hygrisch verursachte Dehnungen mit dem eindimensionalen Schwindmass beschrieben, welches das Verhältnis der Längenänderung zur ursprünglichen Länge wiedergibt. Man kann die hygrischen Dehnungen in fünf Unterkategorien aufteilen [5]:

Kapillarschwinden: oder auch Frühschwinden oder plastisches Schwinden genannt. Im Frischbeton sorgen Wasserbrücken zwischen feinen Körnern für einen Zusammenhalt und eine gewisse Festigkeit im noch quasi-flüssigen initialen Zustand. Durch Verdunsten kommt es im oberflächennahen Bereich zu einem Wasserverlust und bei genügend Feinanteil zur Bildung von Kapillarkräften und somit einer dichteren Lagerung der Körner und gleichzeitig auch zur Entwicklung von oberflächennahen Zugspannungen infolge Zwang. Das Kapillarschwinden kann Werte von bis zu 4 ‰ annehmen.

Trocknungsschwinden: Unter Trocknungsschwinden versteht man die durch Austrocknung des Zementsteins bedingte Volumenänderung des Betons über eine längere Zeitperiode hinweg. Der Zementstein strebt die von der Umgebung gegebene Ausgleichsfeuchte an und erreicht im Gleichgewichtszustand das Endschwindmass. Der Prozess vollzieht sich aber nicht gleichmässig über den Betonquerschnitt. Die Oberfläche erreicht die Ausgleichsfeuchte früher als der Kern und es bildet sich ein Feuchteprofil aus, welches die grössten Dehnungen am Rand und die kleinsten im Inneren zur Folge hat. Durch die Verformungsbehinderung (auch schon allein durch die Eigensteifigkeit) entstehen im randnahen Bereich Zug- und im Inneren Druckeigenspannungen. Die mittleren Dehnungen über den Querschnitt werden Trockenschwindmass genannt. Es hat sich gezeigt, dass das Trockenschwinden mit einer hyperbolischen Funktion beschrieben werden kann.

Chemisches Schwinden: Eine weitere Form der Volumenreduktion (ca. 8 % Zementsteinvolumenreduktion) tritt infolge der Tatsache auf, dass das Gesamtvolumen der Ausgangsstoffe grösser ist als jenes der Hydratationsprodukte. Das lineare Schwindmass beträgt ca. 0.2 ‰.

Endogenes Schwinden: Das endogene Schwinden tritt ohne Feuchtigkeitsverlust und gleichmässig über den gesamten Querschnitt auf. Bei einem tiefen w/z-Wert (unter 0.45) wird so viel Anmachwasser verbraucht, dass der Zementstein nicht mehr im Gleichgewicht mit der Umgebungsfeuchte ist. Durch die Hydratation trocknet der Zementstein ohne globalen Feuchtigkeitsverlust weiter aus. Diese Art des Schwindens findet primär in den ersten Wochen statt und klingt danach ab.

Karbonatisierungsschwinden: Der Ursprung des Karbonatisierungsschwindens ist noch nicht vollends geklärt. Es wird vermutet, dass der Zementstein mit atmosphärischen CO_2 reagiert und ein lineares Schwindmass von (lokal) bis zu 0.3 ‰ zu erwarten sein kann.

2.6.4. *fib* Model Code for Concrete Structures

Im *fib* Model Code 2010 [4] finden sich Kapitel zu Ausführungen einerseits zum Schwinden und andererseits zum Kriechen. Auch finden sich Angaben zum Verhalten unter Zugbeanspruchung und zu Verlauf der Festigkeitsentwicklung, die im vorliegenden Zusammenhang ebenfalls relevant sind. Die Formulierungen der Modelle und deren Annahmen sind in den folgenden Unterkapiteln dargelegt und erläutert.

Materialverhalten bei Zug

Für initial ungerissenen Beton, welcher auf Zug belastet wird, schlägt der *fib* Model Code 2010 folgendes bilineares Stoffgesetz vor:

 E_{ci} ist der E-Modus des Betons nach 28 Tagen in MPa gemäss Formel (5.1-20) [4], ε_{ct} sind die Zugdehnungen, σ_{ct} beschreiben die Betonzugspannungen in MPa und f_{ctm} die mittlere Betonzugfestigkeit.

Zeitlicher Verlauf der Festigkeit

Für den zeitlichen Verlauf der Druckfestigkeit, bei einer mittleren Umgebungstemperatur von 20°C und einer ISO 1920-3 konformen Nachbehandlung, gibt der *fib* Model Code 2010 folgenden Ausdruck an:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \tag{3}$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp\left\{s \cdot \left[1 - \left(28/t\right)^{1/2}\right]\right\}$$
(4)

wobei f_{cm} den Mittelwert der Betondruckfestigkeit nach 28 Tagen bezeichnet, *t* das Betonalter in Tagen und *s* ein von der Festigkeitsklasse abhängiger Koeffizient gemäss Tabelle 5.1-9 [4] ist. Die Funktion zur Beschreibung des zeitabhängigen Festigkeitsverlaufs β_{cc} kann auch mit dem Maturitätsindex $t = t_T$ erweitert werden, um die Hydratationswärme zu berücksichtigen:

$$t_T = \sum_{i=1}^{n} \Delta t_i \cdot \exp\left\{13.65 - \frac{4000}{273 + T(\Delta t_i)}\right\}$$
(5)

Dabei bezeichnet Δt_i die Anzahl Tage, an denen eine Temperatur $T(\Delta t_i)$ herrscht.

Formel (4) kann vereinfachend und in einer ersten Annäherung auch auf die Entwicklung der Zugfestigkeit angewandt werden, sofern die Nachbehandlungszeit $t_s \le 7$ d und das Betonalter t > 28 d. Für jüngeren Beton kann die gemessene Zugfestigkeit infolge Eigenspannungen einen niedrigeren Wert annehmen.

Kriechen und Schwinden

Im Allgemeinen werden die Betondehnungen über die Zeit mit der folgenden Formel beschrieben:

$$\varepsilon_{c}(t) = \varepsilon_{ci}(t_{0}) + \varepsilon_{cc}(t) + \varepsilon_{cs}(t) + \varepsilon_{cT}(t)$$
(6)

Wobei $\varepsilon_{ci}(t_0) = \sigma_c(t_0) / E_{ci}(t_0)$ die initialen Dehnungen bei Belastungsbeginn, $\varepsilon_{cc}(t)$ die Kriechdehnungen, bei $t > t_0$, $\varepsilon_{cs}(t)$ die Schwinddehnungen und $\varepsilon_{cT}(t)$ die Temperaturdehnungen bezeichnen. Die beiden ersten Summanden sind spannungsabhängige Anteile, die beiden letzten spannungsunabhängig. Der Zeitpunkt t_0 bezeichnet das Betonalter bei Belastungsbeginn, t das Betonalter zum betrachteten Zeitpunkt. Im Model wird angenommen, dass Kriechen linear elastisch ist. Der Gültigkeitsbereich wird auch auf Gebrauchslasten beschränkt, die keine Betonspannungen grösser als 0.4 $f_{ctm}(t_0)$ verursachen:

$$\varepsilon_{cc} = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{ci}} \cdot \phi(t, t_0) \tag{7}$$

Der Kriechbeiwert $\varphi(t, t_0)$ berechnet sich gemäss Gleichung 2.10 [4] und die spannungsabhängigen Dehnungen betragen:

$$\varepsilon_{c\sigma}(t,t_0) = \sigma_c(t_0) \cdot \left[\frac{1}{E_{ci}(t_0)} + \frac{\varphi(t,t_0)}{E_{ci}}\right] = \sigma_c(t_0) \cdot J(t,t_0)$$
(8)

$$\varphi(t,t_0) = \varphi_{bc}(t,t_0) + \varphi_{dc}(t,t_0) = \beta_{bc}(f_{cm}) \cdot \beta_{bc}(t,t_0) + \beta_{dc}(f_{cm}) \cdot \beta_{dc}(RH) \cdot \beta_{dc}(t_0) \cdot \beta_{dc}(t,t_0)$$
(9)

Der autogene Anteil wird mit dem Subskript *bc*, der Trockenkriechanteil mit *dc* bezeichnet. Für die Bestimmung der weiteren Parameter wird auf den *fib* Model Code 2010 verwiesen. Sie hängen von der relativen Feuchtigkeit, der Zementfestigkeitsklasse, sowie von geometrischen Grössen ab.

Schwinden wird im Model Code folgendermassen erfasst:

$$\varepsilon_{cs}(t,t_s) = \varepsilon_{cbs}(t) + \varepsilon_{cds}(t,t_s) = \varepsilon_{cbs0}(f_{cm}) \cdot \beta_{bs}(t) + \varepsilon_{cds0}(f_{cm}) \cdot \beta_{RH} \cdot \beta_{ds}(t-t_s)$$
(10)

Auch hier wird auf [4] verwiesen zur Ermittlung der weiteren Parameter, welche vom Trocknungsbeginn, der Zementklasse, Bauteilabmessungen und Evaporation ausgesetzter Oberflächen, sowie von der relativen Luftfeuchtigkeit abhängen. Schwinden und Kriechen haben rein physikalisch keinen Zusammenhang mit der Betonfestigkeit. Beide Phänomene hängen aber vom w/z-Wert und dem Zementsteinanteil ab und werden im *fib* Model Code 2010 (und anderen Normenwerken e.g. [13]) deshalb einfachheitshalber mit der Betonfestigkeit korreliert.

Die aufgeführten Formulierungen gemäss [4] gelten nur unter Einhaltung der Randbedingungen, wie beispielsweise relative Luftfeuchtigkeit $RH \ge 40$ % und Temperatur T = 20°C. Bei abweichenden Temperaturen stellt der Code das Vorgehen gemäss Kapitel 5.1.101.7 zur Verfügung.

Die Schwind- und Kriechkurven werden meist an Versuchen kalibriert, die gemäss den Weisungen RILEM TC 107-CSP oder ISO 1920-8 durchgeführt werden. Gemäss der Empfehlung "RILEM TC 107-CSP: Creep and shrinkage prediction models: principles of their formation" [1] ist die erste Messung des Trockenschwindens 3 Minuten *nach Ausschalen* (nicht nach Betonieren) durchzuführen, und es ist explizit erwähnt, dass das autogene und das Trockenschwinden bereits davor einsetzen. Insbesondere das Trockenschwinden beginnt mit einer maximalen Geschwindigkeit unmittelbar nach dem Ausschalen (oder je nach Nachbehandlung und Lagerung davor).

Der in [4] vorgeschlagene Kriechkoeffizient weist eine Varianz V_c von 25 % auf, die Schwinddehnungen haben sogar eine Varianz V_s von 35 %. Die unteren und oberen 5 und 10 % Quantile betragen demnach:

$$\varphi_{0.05} = 0.59 \cdot \varphi \qquad \varphi_{0.10} = 0.68 \cdot \varphi \qquad \varphi_{0.90} = 1.32 \cdot \varphi \qquad \varphi_{0.95} = 1.41 \cdot \varphi \tag{11}$$

$$\varepsilon_{cs0.05} = 0.42 \cdot \varepsilon_{cs} \quad \varepsilon_{cs0.10} = 0.55 \cdot \varepsilon_{cs} \quad \varepsilon_{cs0.90} = 1.45 \cdot \varepsilon_{cs} \quad \varepsilon_{cs0.95} = 1.59 \cdot \varepsilon_{cs} \,. \tag{12}$$

2.6.5. Deformationsbasierte Rissweitenkontrolle in grossen gezwängten Stahlbetontragwerkelementen

Einige Forscher, darunter Prof. D. Schlicke an der TU Graz, verfolgen einen alternativen Ansatz zur gängigen Rissbetrachtung. Anstelle des in vielen Normen gebräuchlichen Ansatzes des Kräftegleichgewichtes zwischen gerissenem und ideellem Querschnitt, wird in [18] mit Hilfe des Anspruchs auf Deformationskompatibilität entlang des Tragwerkelements vor und nach Reissen ein Rissbild ermittelt.

Der Grundgedanke dieses Ansatzes stammt aus der Überlegung, dass Zwangsspannungen infolge behinderter Deformationen entstehen und dies in erster Linie ein Kompatibilitätsproblem darstellt. Der Betrag der Spannungen ist hierbei abhängig von einem zeitabhängigen Zusammenspiel der aufgebrachten Deformationen und der Eigensteifigkeit, sowie der Steifigkeit angrenzender Bauteile und Lager. Auch nach Überschreiten der Zugfestigkeit mit daraus resultierender Rissbildung, kann das Problem noch als Kompatibilitätsproblem ausgelegt werden, zumal die Risse mit ihren Rissöffnungen die aufgezwungene Deformation lokalisieren.

Dieser Ansatz ist grundsätzlich interessant und vor allem bei dicken Bauteilen, bei denen die Wasserdichtigkeit im Vordergrund steht, erfolgversprechend. Im vorliegenden Zusammenhang sind solchen Überlegungen jedoch von untergeordneter Bedeutung, da insbesondere der ungerissene Zustand interessiert.

2.6.6. Cemsuisse-Projekte Früh- und Trockenschwinden

Das folgende Unterkapitel greift die wichtigsten Forschungsergebnisse der beiden cemsuisse Projekte "Trockenschwinden von Beton" und "Frühschwinden von Beton" [9], [8] auf. Aufgrund der Beobachtungsdauer der Schwindmessungen (maximal 28 Tage) sind für die vorliegende Arbeit insbesondere die Erkenntnisse für das Frühschwinden von Bedeutung. In [8] wird der Mechanismus des Frühschwindens auf Kapillarspannungen zurückgeführt. Nach dem Betonieren durchläuft die Betonoberfläche, unter ständiger Evaporation, drei Phasen. In der ersten Phase befindet sich der Wasserspiegel über den festen Partikeln. Je mehr der Beton blutet oder feucht gehalten wird, desto länger hält diese Phase an. In der zweiten Phase erreicht die Wasseroberfläche die erste Partikelschicht unter einer konstanten Verdunstungsrate. Es bilden sich Menisken und Kapillarspannungen. Am kritischen Punkt (ca. nach 1.5 h) fallen diese Menisken unter die erste Partikelschicht und die Verdunstungsrate sinkt ab, was die dritte Phase beschreibt. Dieser Abfall hat lokale Spannungen zur Folge, die Frühschwindrisse initiieren können. Je mehr Wasser in der dormanten Phase verdunstet, umso grösser sind die entstehenden Spannungen.

In der Arbeit konnte gezeigt werden, dass sich tatsächlich ein solches Verhalten beobachten lässt. Solange sich Blutungswasser an der Oberfläche befindet, entsteht kein kapillarer Unterdruck und somit keine Frühschwindrisse. Zusammengefasst kann aus der Arbeit gefolgert und bestätigt werden, dass:

- die Umgebungsbedingungen (relative Luftfeuchtigkeit, Temperatur, Luftzirkulation) durch den Einfluss auf die Verdunstungsrate auch das Kapillarschwinden beeinflussen.
- Der Beton nach dem Einbau umso weniger blutet, je mehr Zeit zwischen der Betonherstellung und dem Einbau verstreicht, womit das Rissrisiko steigt. Sachgerechtes Feuchthalten der Oberfläche wirkt dem entgegen.
- ein *w/z*-Wert zwischen 0.45 und 0.55 das grösste Rissrisiko birgt. Darüber blutet der Beton stark und darunter ist das Korngefüge stark genug und es bilden sich nur geringe Kapillarspannungen.
- mit zunehmender Feinheit des Zementes das Rissrisiko steigt, weil zumal das Bluten abnimmt und zum anderen die Kapillarspannungen grösser werden.
- Zuschläge, die Wasser aufnehmen, das Rissrisiko erhöhen, indem sie das Bluten reduzieren bzw. absorbieren (Stichwort Recyclingbeton).
- bei geringem Zementsteinvolumen (ähnlich wie bei einem tiefen *w/z*-Wert) die Zuschläge ein korngestütztes Gefüge bilden, somit nur kleine Kapillarspannungen entstehen und das Rissrisiko reduziert ist.
- der Einfluss der Zementart bei gleicher Feinheit klein ist.
- beim Einsatz der verwendeten Luftporenbildner und Schwindreduzierer kein Effekt erkenntlich war.

3. Material und Methoden

Die nachfolgenden Untersuchungen bedienen sich der Mittel der numerischen Modellierung mit der Finite Element Software ATENA (Cervenka Consulting), der direkten Messung von Betondehnungen mit Sensoren (auf Dehnmessstreifen basierende Sensoren, optische Dehnungsmessung mit Glasfasern, Schwingsaitensensoren) und nicht zuletzt der Anwendung analytischer Modelle (hauptsächlich [4]). Mit diesen Methoden wird der Verformungszustand ermittelt. Führt man weiter noch geometrische Randbedingungen (Kompatibilität) sowie Stoffgesetze ein, so lässt sich auf den initialen Spannungszustand zurückschliessen. Schematisch ist dieses Vorgehen in Abb. 1 dargestellt.



Abb. 1: Methodik zur Ermittlung der initialen Spannungen im ungerissenen Beton.

Die Versuchskampagne umfasst vier Teilexperimente, wovon eines einen unabhängigeren Charakter (A) hat und die drei übrigen Schwinddeformationen unter steigender Komplexität der Randbedingungen beleuchten (Bi bis Biii). Die detaillierten Messgrössen und die avisierten Ziele sind Tabelle 1 zu entnehmen.

Versuch	A Betonzugglieder	Bi Freie Schwindkörper	Bii Stahlbetonplatte	Biii Autobahnstützmauer	
	Schwinddehnungen aus fa-	Dehnungs- un	Dehnungs- und Temperaturverlauf ab Betonierbeginn		
	seroptischer Dehnungs-	Bimetall-Temperaturfühler,	Bimetall-Temperaturfühler,	Bimetall-Temperatur-	
Messung	messung an der Beweh-	zwei DMS-Typen, Faseropti-	DMS-Sensor, Schwingsai-	fühler, DMS-Sensor.	
	rung; Risslast.	sche Dehnungsmessung,	tensensor		
		Schwingsaitensensor			
	Totale initiale Spannungen	Verlauf der totalen Dehnungen, Verlauf der Schwinddehnungen, Zwängungsgrad, Eingren-			
Erlaubt	und Dehnungen zum Test-	zung der initialen Spannungen			
Aussagen	zeitpunkt.	bei unbewehrten, frei gela-	in einer bewehrten	in einem realen Bau-	
über:		gerten Prüfkörpern unter kon-	Stahlbetonplatte (2 m x 2	werk, bewittert und unter	
		trollierten klimatischen Bedin-	m x 0.35 m) unter Vorfab-	Baustellenbedingungen,	
		gungen.	rikationsbedingungen.	hergestellt in 3 Etappen.	

Tabelle 1: Übersicht über die Teilexperimente mit Angaben zu Messgrössen, Testkörperspezifikationen und Zielen.

3.1. Analytische Untersuchungen

3.1.1. Initiale Spannungen aus Dehnungsmessungen

Die Abb. 2 zeigt schematisch auf, wie man ausgehend von den gemessenen Dehnungen die Eigenspannungen ermitteln kann. Durch äussere und innere Einflüsse (z.B. Temperaturänderungen, Schwinden, differentielle Setzungen) nimmt ein Element einen Verformungszustand ein. Da es sich in der Regel nicht frei verformen kann (Randbedingungen, Kompatibilität), stellt sich nur ein Teil der freien Deformationen ein; infolge der behinderten Verformungen bauen sich Spannungen auf (Zwang).



Abb. 2: Berechnungsschema initiale Dehnungen und Spannungen.

Die effektiven Dehnungen $\varepsilon_{eff}(t)$ können mit Sensoren gemessen werden (z.B. mit Dehnmessstreifen oder Schwingsaitensensoren $\varepsilon_{eff}(t) = \varepsilon_{sg}(t)$, oder $\varepsilon_{eff}(t) = \varepsilon_{vw}(t)$). Zur Bestimmung der übrigen Grössen stehen grundsätzlich verschiedene Vorangehensweisen zur Auswahl:

1. Messung der «theoretischen» freien Dehnungen $\varepsilon_{th}(t)$, und daraus Ermittlung des gezwängten, spannungserzeugenden Anteils ε_z :

$$\varepsilon_{z}(t) = \varepsilon_{th}(t) - \varepsilon_{eff}(t)$$
(13)

die Spannungen berechnen sich dann zu:

$$\sigma_{c0}(t) = -\varepsilon_{z}(t) \cdot E_{c}(t) \tag{14}$$

Die freien Dehnungen $\varepsilon_{th}(t)$ können entweder an Referenzkörpern gemessen werden, oder in Querrichtung zu den eigentlichen Messungen, wenn davon ausgegangen werden kann, dass die Deformationen in dieser Richtung unbehindert sind (kleine Abmessung und unbewehrt in Querrichtung).

- 2. Analytische Abschätzung der theoretischen freien Dehnungen $\varepsilon_{th}(t)$, beispielsweise mittels der Beziehungen des *fib* Model Code 2010 (theoretische, freie Schwinddeformationen, Dehnungen infolge Hydratationswärme aus Modellkurven, etc.).
- 3. Messung des Temperaturverlaufs am Ort der gemessenen Dehnungen, und Wahl des Zwängungsgrades $\zeta = (1-\xi)$ so, dass für die Schwinddehnungen nach Korrektur um die (teilweise behinderten) Temperaturdehnungen

$$\varepsilon_{cs,eff}\left(t\right) = \varepsilon_{eff}\left(t\right) - \xi \cdot \Delta T\left(t\right) \cdot \alpha_{c}$$
(15)

ein plausibler Verlauf resultiert

4. Analytische Ermittlung des Zwängungsgrades $\zeta = (1-\xi)$ aus Gleichgewicht und Kompatibilitätsbedingungen, oder Wahl aufgrund von Erfahrungswerten aus Literatur und Normen (zum Beispiel der Restraint factor R_{ax} im aktuellen Entwurf prEN1992, welcher per Definition dem vorliegend verwendetem ξ entspricht [14]).

Vor- und Nachteile der Ansätze sind in der nachfolgenden Tabelle 2 aufgeführt.

Ansatz	Vorteile	Nachteile
1	Mit der Messung der <i>freien Dehnungen in Quer-</i> <i>richtung</i> im gleichen Bauteil praktisch an glei- cher Stelle werden die lokalen Verhältnisse be- rücksichtigt (Betonzusammensetzung, Wärme- abfluss, Austrocknung, Setzungen,). Gute Näherung der freien Dehnungen (wenn auch nicht 100% zwängungsfrei).	Die Messung der freien <i>Dehnungen an Referenzkörpern</i> ent- spricht nicht denjenigen im Bauteil, da Einflüsse wie Aus- trocknung, Evaporation, Wärmeentwicklung lokal stark vari- ieren und im Bauteil anders sind.
2	Geringerer Aufwand, «saubere» Vergleichskur- ven mit kontinuierlichem Verlauf.	Die Modelle haben eine sehr grosse Streuung (siehe 2.6.4), mit signifikantem Einfluss. Diverse unplanmässige Einflüsse (ungleichförmiger Einfluss über den Querschnitt) sind nicht erfassbar.
3	Nur wenige potentiell verfälschende Annahmen müssen getroffen werden. $\xi(t)$ kann aus den Tagesschwankungen der Temperaturdehnungen ermittelt werden (bei be- kanntem Temperaturausdehnungskoeffizien- ten). $\xi(t)$ lässt sich mit mehr Aufwand auch zu meh- reren Zeitpunkten berechnen	Effektiv sind der Zwängungsgrad $\zeta = (1-\xi)$ und der Temperaturausdehnungskoeffizient des Betons vom Betonalter abhängig. Bestimmt man $\xi(t) = \xi(t = t_{\zeta})$ zu einem frühen Zeitpunkt t_{ζ} , so führt dies zu fehlerbehafteten Resultaten. Annahmen zu α_c müssen getroffen werden. Die Resultate hängen hochgradig davon ab, wo man den Beginn der Spannungsentwicklung ansetzt. Diverse Einflüsse werden nicht erfasst.
4	Konsistentes, mechanisches Vorgehen. Einfachheit bei Normwerten.	Komplexität und oft unbekannte Kennwerte bei der Herleitung mit Gleichgewicht und Kompatibilität (z.B. Baugrundsteifig- keit, Steifigkeit angrenzender Bauteile). Modellunsicherheiten und Sicherheitsfaktoren bei Normwer- ten.

3.1.2. Zwängungsgrad

Der Zwängungsgrad $\zeta = (1-\xi)$ ist ein massgebender Einflussfaktor für die Ermittlung der initialen Betonspannungen: In einem gezwängten Bauteil stellt sich nur der Anteil $\xi \cdot \varepsilon_{th}$ einer freien (ungezwängten) Dehnung ε_{th} ein, der verbleibende Anteil $(1-\xi) \cdot \varepsilon_{th}$ ist behindert. Durch diese Behinderung der Verformungen bauen sich Spannungen auf, die proportional zu $(1-\xi) \cdot \varepsilon_{th}$ und der Steifigkeit des Baustoffs sind. Die im vorherigen Abschnitt eingeführten Ansätze zur Bestimmung des Zwängungsgrades werden nachfolgend erläutert.

Ansatz 1: Ermittlung der Deformationsbehinderung mithilfe von Messdaten

Misst man die totalen Deformationen ε_{eff} sowie die Temperatur ΔT und die Deformationen aus der Ebene $\varepsilon_{cs,th} + \varepsilon_{T,th}$ (von denen angenommen wird, dass sie unbehindert sind) an der gleichen Stelle, so lassen sich diese Informationen nutzen, um Rückschlüsse auf den Zwängungsgrad zu ziehen. Die effektiven thermischen Dehnungen erhält man durch Subtraktion der hygrischen effektiven Dehnungen $\varepsilon_{cs,eff}$ von den gemessenen Dehnungen (unter der Annahme, dass dies die einzigen Einflüsse sind). Die effektiven thermischen Dehnungen $\varepsilon_{T,eff}$ sind gleichzeitig auch über den gemessenen Temperaturverlauf, den Ausdehnungskoeffizienten sowie dem Zwängungsgrad (1- ξ) beschreibbar. Durch Gleichsetzen und Termumformung erhält man:

$$\varepsilon_{T,eff} = \varepsilon_{eff} - \varepsilon_{cs,eff} = \varepsilon_{eff} - \xi \cdot \varepsilon_{cs,th} \equiv \xi \cdot \varepsilon_{T,th} = \xi \cdot \alpha_c \cdot \Delta T \tag{16}$$

$$\Rightarrow \xi(t) = \frac{\varepsilon_{eff}}{\varepsilon_{cs,th} + \varepsilon_{T,th}} = \frac{\varepsilon_{eff}^{\text{in plane}}}{\varepsilon_{eff}^{\text{out of plane}}}$$
(17)

Ansatz 2: Ermittlung der Deformationsbehinderung basierend auf Normkurven

Eine weitere Option ist, anzunehmen, dass die theoretische Schwindverlaufskurve ähnlich zur Normkurve (z.B. gemäss [4] Mittelwert, oder ein Quantil p) ist. Der Zwängungsgrad $(1-\xi)$ wird dann ermittelt aus:

$$\xi(t) = \frac{\varepsilon_{eff}(t)}{p \cdot \varepsilon_{cs,th}(t) + \Delta T(t) \cdot \alpha_c}$$
(18)

Ansatz 3: Annahme einer plausiblen Deformationsbehinderung in Einklang mit den Messdaten

Alternativ setzt man den Zwängungsgrad derart, dass für die rechnerischen effektiven Schwinddehnungen ein plausibler Verlauf resultiert:

$$\varepsilon_{cs,eff}\left(t\right) = \varepsilon_{eff}\left(t\right) - \xi \cdot \Delta T\left(t\right) \cdot \alpha_{c} \tag{19}$$

Insbesondere kann man hierbei darauf achten, dass der Peak der gemessenen Dehnungen ε_{eff} während der intensiven Hydratationsphase jenem von $\xi \cdot \Delta T(t) \cdot \alpha_c$ entspricht. Dabei ist zu beachten, dass auch der Temperaturausdehnungskoeffizient des Betons keineswegs konstant ist, sondern angenommen werden muss.

Ansatz 4: analytische Ermittlung der Deformationsbehinderung infolge Bewehrung

Unter Annahme des Ebenbleibens der Querschnitte kann mit einer Gleichgewichtsbetrachtung an einem beliebigen Schnitt der Behinderungsgrad infolge der Bewehrung ermittelt werden. Bei einer gegebenen Schwinddehnung ε_{cs} , einem Bewehrungsgrad ρ und der Wertigkeit $n = E_s/E_c$ der Bewehrung resultieren unter der Annahme, dass sich die Spannungen über den Querschnitt integriert ausgleichen (Gleichgewicht, keine Normalkraft) die initialen Betonspannungen σ_z :

$$\varepsilon_{z} \cdot E_{s} \cdot A_{s} = (\varepsilon_{z} - \varepsilon_{cs}) \cdot E_{c} \cdot (1 - \rho) \cdot A_{c} \implies \varepsilon_{z} = \varepsilon_{c0} = \varepsilon_{cs} \cdot \frac{1 - \rho}{1 + n \cdot \rho - \rho} \implies \sigma_{c0} = \sigma_{z} = -\varepsilon_{cs} \cdot \frac{n \cdot \rho}{1 + \rho(n - 1)} \cdot E_{c}$$
(20)

3.2. Numerische Modellierung

Die Blindprognose des freien Schwindmasses mit der numerischen Modellierung im Programm ATENA (siehe [21]) stellte sich als schwierig heraus; mit den Standardwerten wurde das Schwindmass stark überschätzt. Erst mit dem Einspeisen von Versuchsdaten (Postkalibrierung) konnte das Verhalten zufriedenstellend modelliert werden. Auch im Fall der trivialen, orthogonal bewehrten Stahlbetonplatte stellte sich die numerische Modellierung als schwierig heraus, da viele Parameter frei wählbar sind und zahlreiche Materialmodelle zur Verfügung stehen. Für Details zu diesen Modellierungen wird auf [21], sowie auf [3] verwiesen.

Die Schlussfolgerung aus den numerischen Modellierungen ist, dass verlässliche Resultate trotz grossem Aufwand nur durch Kalibrierung an Referenzversuchen erzeugt werden konnten. Für Prognosen im Rahmen einer Bemessung ist dies untauglich.

3.3. Experimenteller Ansatz

Nachfolgend werden die Charakteristiken, Materialien und Methoden der experimentellen Versuchsarbeiten A, Bi, Bii und Biii erläutert.

3.3.1. Betonzugglieder

Normal- und gemischtbewehrte Betonzugglieder wurden mit Faseroptik instrumentiert ([16], [6]). Die Betonzugglieder wiesen einen quadratischen Querschnitt (150 mm x 150 mm) und eine Länge von 1400 mm auf. Die Serien A, B und C hatten jeweils einen zentrischen Bewehrungsstab des Durchmessers $\emptyset = 14$ mm, respektive \emptyset = 20 mm. Die Serien GA, GB und GC waren gemischt bewehrt, mit vier Eckstäbe ($\emptyset = 8$ mm) und einem zentrischen Bewehrungsstab vom Durchmesser $\emptyset = 12$ mm. In die Bewehrungsstäbe wurde eine geradlinige Längsnut der Abmessung 1 mm x 1 mm eingehobelt, in welche eine Glasfaser verlegt und mit Epoxy zentriert verklebt worden ist. Die Glasfaser wies demnach einen schlupffreien Verbund zum Bewehrungsstahl auf und machte dessen Deformationen mit. Nach dem Betonieren der Testkörper traten initiale Verformungen im Beton auf, welche sich auf die Bewehrung und somit auch auf die Glasfaser übertragen.

Kurz nach dem Betonieren wurde die Referenzmessung der Glasfaser gemacht. Diese erfasste die Lage der (natürlichen) Imperfektionen in der Glasfaser zu diesem Zeitpunkt und diente für alle nachfolgenden Messungen als Referenzzustand ([17]). Kurz vor der Durchführung der Zugversuche wurden die Dehnungen in den Bewehrungsstäben erfasst und somit die Dehnungsänderung zwischen dem Zeitpunkt kurz nach dem Betonieren und (kurz) vor der Experimentdurchführung. Diese Daten werden im Kapitel 4.1 vorgestellt und diskutiert. Die Materialkennwerte des verwendeten Betons sind der Tabelle 3 zu entnehmen.

Tabelle 3: Betonkennwerte der Betonzugglieder.

Betonalter	E _{cm}	f _{cm}	f_{ctm} [MPa]
[d]	[GPa]	[MPa]	
24	30.29	36.1	2.94
60	31.35	40.7	3.33

3.3.2. Freies Schwindmass kleiner Betonproben

Zunächst wurde das freie Schwindmass an 300 mm x 150 mm x 150 mm grossen Prüfkörpern untersucht, unter Anwendung von vier potentiell geeigneten Sensoren. Die Geometrie sowie die Lage der Sensoren ist in Abb. 3 zu sehen. Gemessen wurden die Deformationen in axialer Richtung sowie die Temperaturverläufe, in der Mitte und in Randnähe. Das Ziel dieser Versuche war es, die Eignung der Sensoren zu prüfen und das Verhalten mit der Software ATENA zu prognostizieren bzw. zu modellieren, für den Fall der freien Lagerung unter kontrolliertem Klima. Um die Zwängung so klein wie möglich zu halten, wurden die Versuchskörper auf Rolllagern gestützt. Um die Umgebungseinflüsse zu kontrollieren, wurden sie in einem Klimaraum (RH = 65%, T = 20°C) gelagert. Die Materialeigenschaften sind der Tabelle 4 zu entnehmen.



rabene 4. Betonkennwerte der Schwindkorper.	Tabelle 4:	Betonkennwerte	der	Schwindkörper.
---------------------------------------------	------------	----------------	-----	----------------

Betonalter	E _{cm}	f_{cm} [MPa]	f _{ctm}
[d]	[GPa]		[MPa]
7	32.53	42.0	3.3
28	35.70	48.6	3.6

Abb. 3: Abmessungen in [mm] und Lage der Sensoren (rot markiert) in der oberen sowie in der mittleren Ebene (schattiert).

Geprüft wurden folgende vier Sensortypen (jeweils zwei instrumentierte Prüfkörper pro Sensortyp):

- Senstech PR-011-0800: Dehnmessstreifen
- KYOWA KM120Ω: Selbstkompensierter Dehnmessstreifen
- Neubrex FN-SILL-3: Glasfasersensor
- Geokon 4202: Schwingsaitensensor mit integriertem Thermistor

3.3.3. Orthogonal bewehrte Stahlbetonplatte

Bei diesem Prüfkörper handelte es sich um eine 2 m x 2 m Stahlbetonplatte der Stärke 350 mm, die oben und unten mit je Ø18 @ 200 mm Bewehrungsstäben in *x*-Richtung und Ø12 @ 133 mm Bewehrungsstäben in *y*-Richtung bewehrt war. Die mittlere Betondruckfestigkeit betrug $f_{cm} = 40.8$ MPa und die mittleren Betonzugfestigkeit $f_{ctm} = 3.7$ MPa. Der E-Modul wurde zu $E_{cm} = 33.4$ GPa ermittelt. Zum Einsatz kam Zement der Festigkeitsklasse 42.5 N. Die Sensoren wurden am Plattenrand auf Höhe untere Bewehrungslage, Plattenmitte und obere Bewehrungslage eingelegt. Basierend aus den Erkenntnissen der Schwindkörpermessungen, wurden lediglich noch die Dehnmessstreifenvon Kyowa sowie die Schwingsaitensensoren von Geokon eingesetzt.

Die Platte wurde liegend in einer steifen Stahlschalung betoniert und nach dem Abtaloschieren (ca. 4 h nach Betonieren) mit einer Folie abgedeckt. Im Labor herrschte zu dieser Zeit eine Luftfeuchtigkeit von 30% und eine Umgebungstemperatur von durchschnittlich 15°C. Nach 10 Tagen wurde die Folie entfernt und nach einer weiteren Woche wurde der Prüfkörper aufgestellt und die Messung davor beendet.

3.3.4. Feldmessung Autobahnstützmauer

Zuletzt wurde ein reales Bauwerk mit einer Kombination aus Temperaturfühlern und Dehnmessstreifen von Kyowa instrumentiert. Dabei handelte es sich um eine Autobahnstützmauer mit geometrischen Randbedingungen sowie Sensorpositionen gemäss Abb. 4. Das Fundament wurde über eine Länge von 120 m in einem Guss erstellt, in der zweiten Etappe, zwei Tage darauf, die Wandabschnitte «W1» von je 10 m Länge und 20 m Abstand. In der letzten Etappe wurden die Zwischenwandstücke «W2» erstellt. Tabelle 6 enthält die Betondruckfestigkeiten nach 7 und nach 28 Tagen; Tabelle 5 führt die Anforderungen an das Bauwerk auf.

Eigenschaft	Fundament + Leitmauer
Betontyp nach NPK	G (T4)
Durckfestigkeitsklasse	C 30/37
Expositionsklasse	XC4, XD3, XF4, AA
Chloridgehaltklasse	Cl 0.10
Grösstkorn	32 mm
Konsitenzklasse	C3
Besondere Eigenschaften	AA4-P2
Min. Bewehrungsüberdeckung (innen + aussen)	60 mm
Spezielles	0.2% Verzögerer

Tabelle 5: Anforderungen an die Leitmauer und das Fundament



Abb. 4: Lage und Messrichtung der Sensoren.

4. Resultate und Diskussion

In diesem Abschnitt werden die Resultate der Versuche beschrieben und diskutiert.

4.1. Versuch A Betonzugglieder – Schwindmessung und Erstrissbildung

Die Abb. 5 zeigt die Schwinddehnungen (genaugenommen, die Dehnungen im Bewehrungsstahl) in Funktion des Betonalters als Boxplot. Die Roten Striche bezeichnen dabei die Medianwerte, die blauen Rechtecke jeweils die 25 und 75 % Quantile, die grauen Linien zeichnen den Bereich aller berücksichtigter Messpunkte ab und die roten Kreuze markieren schliesslich die als Ausreisser identifizierten Punkte. Die Messungen wurden kurz vor der Durchführung der Versuche gemacht. Die Messlängen betragen jeweils zweimal ca. 1300 mm mit Messpunkten alle 5 mm, was ca. 520 Messpunkten pro Zugglied entspricht (Anzahl Ausreisser im Vergleich mit hoher Anzahl Messwerte gering).

Mit steigendem Betonalter bleiben die Mediane der Schwinddehnungen auf einem ähnlichen Niveau. Sie scheinen im Zeitraum von 24 – 35 Tagen trotz Ausschalung und Einsetzen, respektive Intensivieren des Trockenschwindens nicht merklich anzusteigen.



Abb. 5: gemessene Dehnungensänderungen ab Betonieren in den Bewehrungseisen der normal bewehrten Betonzugglieder $(\emptyset = 14 \text{ mm und } \emptyset = 20 \text{ mm}).$

Die Abb. 6 zeigt die Resultate aus den Erstrisslasten. Die schwarze Kurve markiert die mittlere Festigkeitsentwicklung des Betons auf Zug f_{ctm} gemäss *fib* Model Code 2010. Die Symbole (Stern, Kreuz, Ring) markieren die beobachteten Spannungszunahmen bis zum Erstriss $\Delta \sigma$. Strichpunktiert ist zudem die um die theoretischen Eigenspannungen infolge Schwinden abgeminderte Zugfestigkeit $f_{ctm} - \sigma_{c0,cs}(t)$ geplottet, wobei die Eigenspannungen aus der Deformationsbehinderung infolge Bewehrung gemäss Ansatz 2, Formel (21) und dem 95% Quantil der Schwinddehnungen $\varepsilon_{cs,th}(t) = 1.58 \cdot \varepsilon_{cs}(t)$ gemäss *fib* Model Code 2010 ermittelt wurden:

$$\sigma_{c0,cs}(t) = -\varepsilon_{cs,th}(t) \cdot \frac{n \cdot \rho}{1 + \rho \cdot (n-1)} \cdot E_c(t)$$
(21)

Weiter wurde der Verlauf des E-Moduls des Betons gemäss *fib* Model Code 2010 berechnet. Die blauen Werte gehören zu den Zuggliedern mit $\emptyset = 14$ mm, die roten zu jenen mit $\emptyset = 20$ mm und die gelben zu den gemischt bewehrten. Mit dem Bewehrungsgehalt $\rho = 1.4\%$ resultieren infolge Schwinden Zugeigenspannungen von 1.36 MPa (= 42% f_{cm}) nach 78 Tagen (resp. 0.86 MPa, setzt man die mittleren Schwinddehnungen an), was nicht vernachlässigbar ist, in der Praxis aber meist ausser Acht gelassen wird.

Auffallend ist, dass mit zunehmendem Betonalter tendenziell die beobachtete Risslast sinkt. Augenfällig ist ferner einerseits, dass die analytische Risslast trotz Abminderung infolge behinderter Schwindverkürzung (95% Quantil) kaum erreicht wurde: bei den gemischt bewehrten Zuggliedern variiert die erreichte Risslast zwischen 62 und 93% der analytischen, bei den normal bewehrten mit $\emptyset = 20$ mm zwischen 73 und 89 % und bei $\emptyset = 14$ mm zwischen 70 und 96%. Dies könnte dadurch erklärt werden, dass die Schwinddehnungen grösser waren als nach *fib*-Modell vorhergesagt; da keine Schwindversuche durchgeführt wurden, lässt sich dies nicht anhand von Versuchsdaten erhärten. Da Beton auf Zug spröde ist und Festigkeiten, sowie Eigenspannungen lokal sehr variabel sind, wird der schwächste Querschnitt die massgebende Stelle für den Erstriss. Die analytischen Betonspannungen sind wohl auch deshalb deutlich unter den beobachteten. Zudem verursachen Temperatur (abfliessende Hydratationswärme, Umgebungstemperaturschwankungen) und Vorgänge wie Ausschalen und Aufstellen weitere Eigenspannungen im ungerissenen Beton, welche hier nicht analytisch berücksichtigt wurden.



Abb. 6: Theoretische und experimentelle Erstrisslast der Betonzugglieder.

4.2. Versuch Bi Freies Schwindmass kleiner Betonproben

In Abb. 7 und Abb. 8 sind die gemessenen Schwinddehungen $\varepsilon_{i,j,k,cs}(t)$ (durchgezogene Linien) und die gemessenen Temperaturdehnungen $\varepsilon_{i,j,k,\Delta T}(t)$ (gestrichelte Linie) abgebildet. In den Indices der Legendeneinträge steht *i* für den Sensortyp (*sg*: Dehnmessstreifen von Kyowa von *engl. strain gauge*; *vw*: Geokon Schwingsaitensensor von *engl. vibrating wire*), *j* bezeichnet den Prüfkörper (1, 2, 3, 4) und *k* die Position im Prüfkörper (*mid* für Mittelebene und *sup* für die obenliegende Ebene). Der Temperaturausdehnungskoeffizient des Betons wurde zu $\alpha_c(t) = 10 \cdot 10^{-6} \text{K}^{-1}$ angesetzt, obwohl dieser in den ersten 24 h von ca. $70 \cdot 10^{-6} \text{K}^{-1}$ auf $10 \cdot 10^{-6} \text{K}^{-1}$ abfällt [2]. Die Annahme ist vertretbar, da gleichzeitig der Beton noch stark kriecht, was den Einfluss von α_c relativiert (und eine «genauere» Berücksichtigung kompliziert). Diese Resultate werden in den nachfolgenden Abbildungen ebenfalls mit den Schwindkurven (Mittel- und Fraktilwerte) gemäss *fib* Model Code verglichen (schwarze Linien). In Abb. 7 sind die Messdaten vom Dehnmessstreifen von Kyowa abgebildet. Die Dehnmesssensoren von Kyowa

sind «selbsttemperaturkompensiert», das heisst sie sind geeicht für ein bestimmtes Referenzmaterial ($\alpha_{K} = 11 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$) bei einer gewissen Referenztemperatur ($T_{K} = 20^{\circ}\text{C}$). Erläuterungen hierzu sind dem Anhang A1 zu entnehmen.



Abb. 7: Schwinddehnungen Kyowa vs. analytische Schwinddehnungen (fib Model Code 2010).

Die Temperaturdehnungen und Schwinddehnung (auch als Differenz von totalen und thermischen Dehnungen) der mit Geokon-Sensoren instrumentierten Prüfkörper 3 und 4 sind in Abb. 8 dargestellt. Die Auswertung erfolgte gemäss den Herstellerangaben.



Abb. 8: Freie Schwind- und Temperaturdehnung gemessen mit den Geokon-Sensoren.

Die Graphen in Abb. 7 und Abb. 8 zeigen, dass die Kyowa-Sensoren, sowie ein Geokon-Sensor gut übereinstimmende Messwerte aufzeigen. Nach 28 Tagen belaufen sich die gemessenen Schwinddehnungen auf ca. 79% der mittleren Schwinddehnungen gemäss *fib* Model Code 2010. Drei Geokon-Sensoren zeigen abweichende Werte. Die gemessenen Schwinddehnungen sind viel geringer und liegen nahe des 5% Quantils gemäss *fib* Model Code 2010. Es wird davon ausgegangen, dass sie beim Einbau beschädigt wurden, da sie einen empfindlichen Aufbau haben. Aus diesem Grunde wurde die Instrumentierungen der Stützmauer mit den robusteren Kyowa-Sensoren realisiert.

Die Dehnmessstreifen von Senstech hatten eine mangelhafte Abdichtung für das aggressive chemische Milieu im Beton und setzten nach spätestens 24 h aus. Die faseroptische Dehnungsmessung mit den Neubrex-Fasern funktionierte zwar gut, weist aber grosse Biegeeffekte auf. Die faseroptischen Rohmessungen sind dem Anhang A1 zu entnehmen.



Abb. 9: Temperaturverlauf aller vier Prüfkörper.

In Abb. 9 sind alle gemessenen Temperaturverläufe abgebildet. Die Bimetall- und die im Geokon-Sensor eingebauten Temperaturmesssensoren sind im Verlauf in guter Übereinstimmung. Allerdings ist ersichtlich, dass die Frischbetontemperatur der Prüfkörper 1 und 2 höher ist als jene der Prüfkörper 3 und 4 (vgl. Tabelle 7). Der erste Temperaturabfall bei ca. 0.9 Tagen markiert das Abdecken der Prüfkörper, der zweite bei ca. 1.7 Tagen das Ausschalen.

Prüfkörper	Temperatur Frischbeton [°C]	Temperaturpeak [°C] / Betonalter [hh;mm]	Temperatur nach 28 Tagen [°C]
1-mid	25.44	37.33 / 07:31	21.40
1-sup	25.24	37.33 / 07:31	21.40
2-mid	25.67	36.56 / 07:07	21.32
2-sup	24.93	35.89 / 07:01	21.29
3-mid	22.5	33.7 / 08:00	19.8
3-sup	23.7	35.1 / 08:00	20.0
4-mid	23.2	34.3 / 08:00	19.9
4-sup	23.4	34.8 / 08:00	19.6

Tabelle 7: Temperaturverläufe der Prüfkörper 1, 2, 3 und 4.

4.3. Versuch Bii Orthogonal bewehrte Stahlbetonplatte

Abb. 10 zeigt den Verlauf der Temperaturdehnungen (unter der Annahme $\alpha_c = 11 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$). Die Schwinddehnungen aller drei Kyowa-Sensoren liegen sehr nahe an der theoretischen Kurve gemäss *fib* Model Code 2010. Der Sensor in der unteren Bewehrungslage entwickelt ca. ab 9 Tagen positive Dehnungsänderungen. Eine mögliche Erklärung wäre eine Mikrorissbildung unmittelbar am Sensor. Die Platte wies allerdings keine durchgehenden Risse auf; es könnte sich auch um einen Störeinfluss handeln.



Abb. 10: Rohdaten der DMS und zugehöriger Bimetall-Temperaturfühler unter Einbezug der Korrektur für die Temperaturkompensation.

Nachfolgend sind die Eigenspannungen (Abb. 11, Abb. 12) dargestellt. Sie werden wie folgt ermittelt:

$$\sigma_{c0}(t) = -\varepsilon_{z}(t) \cdot E_{c}(t) = -\left[\varepsilon_{cs,th}(t) + \Delta T(t) \cdot \alpha_{c} - \varepsilon_{sg}(t)\right] \cdot E_{c}(t)$$
(22)

Als theoretische, freie Dehnungen $\varepsilon_{cs,th}(t)$ werden die *fib*-Modellkurven angesetzt (Abb. 11). Die resultierenden Betoneigenspannungen sind sehr klein, vergleichbar mit jenen, die sich aus der analytischen Betrachtung ergeben (Abb. 14).

Aus der Überlegung, dass jene Stellen mit lokal höherem Schwinden massgebend sind für die Erstrissbildung, wird auch das 95% Quantil der *fib*-Modellkurve als theoretische, freie Schwinddehnung angesetzt (Abb. 12). Diese Annahmen resultieren wie erwartet in deutlich höheren Betoneigenspannungen, welche bereits in der Grössenordnung der Festigkeitswerte zu liegen kommen.

Bei sämtlichen Plots wurde der Zeitpunkt, ab welchem sich Spannungen aufbauen, relativ früh nach dem Betonieren angesetzt, und zwar zum Zeitpunkt, ab dem eine Steifigkeitsentwicklung beobachtet werden kann (Wendepunkt in den Inkrementen der Rohmessungen). Setzt man dagegen konservativ den Zeitpunkt dort an, wo die Temperatur ihr Maximum erreicht, so resultieren die in Abb. 13 abgebildeten Eigenspannungen. Diese Annahme lässt sich so rechtfertigen, dass zu Beginn der Beton noch stark kriecht und sich keine Spannungen aufbauen. Auch in diesem Extremfall, wo das Kriechen nur die sich positiv auswirkenden Spannungen abbaut, bauen sich lediglich Spannungen von rund 0.5 MPa auf, was in guter Übereinstimmung zum analytischen Wert liegt. In Abb. 14 sind Eigenspannungen für die Normschwindkurve [4], die gemessenen Schwinddehnungen, die berechneten Temperaturdehnungen sowie die totalen gemessenen Dehnungen bei Zwang infolge Bewehrung im Vergleich zur Betonzugfestigkeitsentwicklung gemäss [4] abgebildet. Man beobachtet einen Zugspannungszuwachs von 0.4 MPa ab dem Zeitpunkt des Maximalwerts der Temperaturkurve (roter Pfeil in Abb. 14), bis zum Ende der Berechnung/Messung.



Abb. 11: Linke Achse: Verlauf der ermittelten Eigenspannungen in der unteren Bewehrungslage (*inf*), Plattenmitte (*mid*) und in der oberen Lage (*sup*) aus den Dehnmessstreifen-Messungen im Vergleich mit dem Festigkeitsverlauf inklusive oberem und unteren 5% Quantil gemäss *fib* Model Code 2010; rechte Achse: Temperaturverlauf an entsprechenden Stellen.



Abb. 12: Verlauf der ermittelten Eigenspannungen (95% Quantil als theoretische Kurve) in der unteren Bewehrungslage (*inf*), Plattenmitte (*mid*) und in der oberen Lage (*sup*) aus den DMS-Messungen im Vergleich mit dem Festigkeitsverlauf inklusive oberem und unteren 5% Quantil gemäss *fib* Model Code 2010.



Abb. 13: Eigenspannungen nach Nullpunktverschiebung zum Temperaturpeak mit dem Mittelwert der Schwinddehnung gemäss *fib* Model Code 2010.



Abb. 14: Eigenspannungen für die Normschwindkurve [4], die gemessenen Schwinddehnungen, die berechneten Temperaturdehnungen sowie die totalen gemessenen Dehnungen bei Zwang infolge Bewehrung im Vergleich zur Betonzugfestigkeitsentwicklung gemäss [4].

In Abb. 15 sind schliesslich die Messungen der Dehnungsänderungen in den Bewehrungen bei einem Betonalter von 115 Tagen dargestellt. Ein Kreis repräsentiert jeweils den Mittelwert der Dehnungen über die Länge je Bewehrungseisen. Verglichen mit der *fib*-Modellkurve und deren oberen und unteren 5% Quantilen sieht man, dass die Werte über den gesamten Bereich streuen und zwei Punkte sogar ausserhalb zu liegen kommen. Es ist weiter zu bemerken, dass die Elemente neben dem Schwinden noch weitere Einwirkungen erfahren haben; so wurden sie beispielsweise im Alter von 18 Tagen vertikal aufgerichtet. Auch weisen die faseroptischen Messungen mit zunehmendem Alter der Referenzmessung vermehrt Rauschen auf.



Abb. 15: Mittelwerte der faseroptischen Dehnungsmessung je über die gesamte Länge der instrumentierten Bewehrungsstäbe der Platte bei einem Betonalter von 115 Tagen im Vergleich zu den *fib* Modellkurven.

4.4. Versuch Biii Feldmessung Autobahnstützmauer

Betrachtet man zunächst die Referenzmessungen an den unbewehrten Betonzylindern (Abb. 16), fallen die Tagesschwankungen infolge Temperaturänderungen auf. Die täglichen Dehnungsschwankungen betragen ein vielfaches des Schwindmasses nach 28 Tagen. Auch sind die Dehnungen infolge abfliessender Hydratationswärme ca. dreimal so gross wie die Schwinddehnungen. Diese liegen zudem nahe am unteren 5% Quantil gemäss [4].



Abb. 16: Referenzmessungen and Betonzylindern.

Die Resultate der Messungen in den Stützmauern stellen sich als höchst sensibel heraus auf die Wahl des Ansatzes zur Ermittlung der Zwängung, der Schwinddehnungen und letztendlich der Spannungen im Beton (siehe dazu Abschnitt 3.1.1). Aus der Messung kennt man lediglich die totalen Dehnungen, sowie die Temperaturverläufe an diesen Stellen. Annahmen zum Temperaturausdehnungskoeffizienten, dem Zwängungsgrad, und/oder den totalen, theoretischen Dehnungen müssen gemacht werden.

Die Abbildungen Abb. 17, Abb. 18, Abb. 19 und Abb. 20 zeigen einen Versuch, die effektiven Dehnungen (Messwerte) in die Anteile Schwind- und Temperaturdehnungen aufzuteilen. Dazu wird in Abb. 17 und Abb. 18 der Zwang $\zeta = (1-\xi)$ folgendermassen ermittelt:

$$\xi = \frac{\varepsilon_{sg,tot} \left(t = 28d \right)}{\Delta T \left(t = 28d \right) \cdot \alpha_c + \varepsilon_{cs, fib, 0.05} \left(t = 28d \right)}$$

In Abb. 19 und Abb. 20 werden dagegen plausible Werte für die Zwängungsgrade angenommen. Der Zeitpunkt, ab dem spannungserzeugende Dehnungen entstehen (Zwang), wird 8 h nach Betonieren, beziehungsweise konservativ beim Temperaturmaximum festgelegt. Alle Auswertungen erfolgen mit $\alpha_c = 9 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ (festgelegt anhand der Referenzmessungen).

Diese Abbildungen für die Wandabschnitte 1 und 2 (quer und längs) zeigen auf, dass die Ermittlung der Schwinddehnungen aus den gemessenen Dehnungen keineswegs trivial ist und nicht «genau» möglich ist. Erwartungsgemäss müssten die Dehnungen in Querrichtung grösser sein als in Längsrichtung, da die Zwängung in Querrichtung kleiner ist als in Längsrichtung. Dies trifft für den Wandabschnitt W2 zu, nicht aber für W1 (vgl. Abb. 17 und Abb. 18). Eine mögliche Erklärung könnten die weiteren, nicht berücksichtigten Faktoren sein, wie Bauablauf (W1 wurde zwei Tage nach dem Fundament erstellt, W2 dann dazwischen aufgegossen nach weiteren zwei Tagen) oder andere Einflüsse, die rechnerisch nicht erfasst wurden.



Abb. 17: Aufteilung in Schwind- und Temperaturdehnungen ab 8 h nach Betonieren mit den Parametern $\alpha_c = 9 \cdot 10^{-6} \text{K}^{-1}$ und

$$W 1 längs (7% Zwaengung)$$

$$W 1 quer (19% Zwaengung)$$

$$W 2 quer (2% Zwaengung)$$

$$W 2 quer$$

 $\xi = \frac{\varepsilon_{sg,sot} \left(t = 28d \right)}{\Delta T \left(t = 28d \right) \cdot \alpha_c + \varepsilon_{cs,fib.0.05} \left(t = 28d \right)} .$

Abb. 18: Aufteilung in Schwind- und Temperaturdehnungen ab Temperaturmaximum mit den Parametern $\alpha_c = 9 \cdot 10^{-6} \text{K}^{-1}$ und

$$\xi = \frac{\varepsilon_{sg,tot} \left(t = 28d \right)}{\Delta T \left(t = 28d \right) \cdot \alpha_c + \varepsilon_{cs,fib,0.05} \left(t = 28d \right)}$$



Abb. 19: Aufteilung in Schwind- und Temperaturdehnungen ab 8 h nach Betonieren mit den Parametern $\alpha_c = 9 \cdot 10^{-6} \text{K}^{-1}$ und Zwang gemäss Graphiküberschriften angenommen.



Abb. 20: Aufteilung in Schwind- und Temperaturdehnungen ab Temperaturmaximum mit den Parametern $\alpha_c = 9 \cdot 10^{-6} \text{K}^{-1}$ und Zwang gemäss Graphiküberschriften angenommen.

Für die Ermittlung der Eigenspannungen sind allerdings primär die totalen (behinderten) Dehnungen von Interesse und nicht deren Aufteilung in Temperatur- und Schwinddehnungen. Der Anteil aus Schwinden ist zudem sehr klein, verglichen mit den Temperaturdehnungen. Selbst wenn man die Aufteilung der gemessenen Dehnungen in ihre Anteile vernachlässigt, muss jedoch eine Annahme zur Ermittlung des Zwängungsgrads getroffen werden. Ein möglicher Ansatz (Ansatz 1, siehe Abschnitt 3.1.2) besteht darin anzunehmen, dass die Deformationen aus der Ebene ungezwängt sind und den freien, theoretischen Deformationen entsprechen.

In Abb. 21 und Abb. 22 werden die Spannungen unter dieser Annahme ermittelt – einmal mit dem Beginn der spannungserzeugenden Dehnungen bei 8 h nach Betonieren und einmal beim Maximum der Temperaturverlaufskurve. Die Messungen im Querschnitt der Mitte der Wand W2 zeigen einen Aufbau von Betonzugspannungen, wobei in der Wand (Betonierlänge 10 m; 3-Seitig angeschlossen), die Zugspannungen am höchsten sind.

Wie in den vorangehenden Resultaten zeigt der Wandabschnitt W1 (Wand und Fundament) kontraintuitive Resultate, nämlich den Aufbau von Betondruckspannungen, da die gemessenen Dehnungen in Querrichtung betragsmässig kleiner waren als in Längsrichtung. Eine plausible physikalische Erklärung ist dafür schwer zu finden.

Vergleicht man diese Ergebnisse mit denjenigen, die im Labor erhalten wurden, so wird klar, dass im Feld noch viele relevante Faktoren hinzukommen, welche die Dehnungs- und Spannungszustände markant beeinflussen und mit der Instrumentierung nicht erfasst werden.



Abb. 21: Annahme: Aufbau von Spannungen 8 h nach Betonieren.



Abb. 22: Annahme: Aufbau von Spannungen ab Temperaturmaximum.

Mit dem Ansatz 3 (Annahme von ξ gemäss Tabelle 8) erhält man andererseits die Resultate in Abb. 23 und Abb. 24.

Tabelle 8: Annahmen des Zwängungsgrades an den Messstellen.

(1-ξ) [%]	Fundament		Wandfuss	Wandmitte		Fuge
	Längs	Quer (bewehrt)	Längs	Längs	Quer	Längs
Querschnitt 1	20	5	15	10	3	20
Querschnitt 2	25	5	20	15	3	25

Dargestellt sind jeweils die Eigenspannungen aus Schwinden (ermittelt vs. 95% Quantil gemäss [4])und aus Temperaturänderung, sowie die totalen Eigenspannungen, jeweils für die angenommenen Zwängungsgrade sowie einen Zwängungsgrad $\zeta = R_{ar}$ von 75% [14].

Man erkennt, dass teilweise relativ grosse Spannungen resultieren, aber nicht primär infolge Schwinden, sondern hauptsächlich infolge Temperatur (inkl. nicht quantifizierter weiterer Einwirkungen). Die Fuge in der Wand 2 erfährt ab Beginn des Abfliessens der Hydratationswärme einen Spannungszuwachs von ca. 2.3 MPa, was zu Rissbildung führen könnte.



Abb. 23: Eigenspannungen der Stützmauermessung ab einem Betonalter von 8h- Vergleich von theoretischen, analytischen und aus Messungen ermittelten Spannungsverläufen für den Querschnitt 1.



Abb. 24: Eigenspannungen der Stützmauermessung ab einem Betonalter von 8h- – Vergleich von theoretischen, analytischen und aus Messungen ermittelten Spannungsverläufen für den Querschnitt 2.

Die Eigenspannungen mit den Annahmen zum Zwängungsgrad gemäss Tabelle 8, sowie mit dem aus Gleichgewicht infolge Bewehrung resultierendem Zwängungsgrad (dunkelblaue und hellblaue Kurven) fallen erwartungsgemäss deutlich tiefer aus als jene unter Annahme eines Zwängungsgrades von 75% (gemäss [14]) und würden, wie in Abb. 25 (siehe auch weiter unten) verdeutlicht, wahrscheinlich keine Rissbildung allein infolge Schwinden und Hydratationswärme zur Folge haben. Hingegen käme man unter Annahme einer Zwängung von 75 %, wie sie im prEN 1992-1-1:2018 Draft vorgeschlagen wird, eindeutig zum Schluss, dass ausnahmslos jeder dieser Querschnitte, allein schon je durch Schwinden und abfliessende Hydratationswärme alleine (ohne sie zu superponieren) gerissen wäre, was nicht der Fall war.

In Abb. 25 sind die Eigenspannungen nach Bauetappen gegliedert dargestellt. Berechnet wurden sie gemäss den Annahmen in Tabelle 8. Der Beginn des Auftretens spannungserzeugender Dehnungen wurde zum Zeitpunkt *t*₀ angesetzt, wo eine Verbundwirkung aus dem Dehnungsverlauf ersichtlich wird (gleich wie bei den Messungen in Bii). Es lässt sich beobachten, dass in den Fugen verhältnismässig grosse Eigenspannungen auftreten. Die Fuge in W1 ist schneller abgekühlt als die übrigen Messstellen, wodurch sich schnell Betonzugspannungen infolge abfliessender Hydratationswärme aufbauten.

Die Eigenspannungen in W2 sind bis auf die Querrichtung tendenziell höher als in W1. Dies könnte darauf zurückzuführen sein, dass deren Zwängung etwas grösser ist, da sie zu drei Seiten an angrenzende Bauteile betoniert wurde, die Wand W1 dagegen lediglich auf das Fundament betoniert wurde. In dieser Zeit ist bereits ein grosser Anteil der Hydratationswärme abgeflossen. Überraschenderweise sind die Eigenspannungen im Fundament unter der Wandabschnitt W2 in Querrichtung erstaunlich hoch und sogar grösser als in Längsrichtung. Dasselbe ist in Abb. 21 und Abb. 22 zu sehen.

Die entstandenen Eigenspannungen belaufen sich ohne weiteres auf 1 MPa, teilweise liegen sie sogar darüber (W1 Fuge, W2 Fundament quer). Diese liegen im Bereich von einem Drittel der Betonzugfestigkeit, obwohl es sich um schwindarmen Beton handelt. Setzt man konservativ und auf Literaturwerten basierend den Zwängungsgrad zu 25% (am Wandfuss), so sieht man in Abb. 23 und Abb. 24, dass man mit einer Rissbildung rechnen könnte, beispielsweise im weiteren Verlauf bei der Fuge W1. Die vorliegenden Messungen erlauben keine Aussage über den weiteren Verlauf der Betoneigenspannungen und ob diese die Betonzugfestigkeit auch ohne äussere Lasteinwirkung überschreiten würden. Unter äusserer Lasteinwirkung würde es aber zu einem «frühzeitigen» Reissen kommen, wie in den Laborversuchen (A).





Abb. 25: Eigenspannungen nach Bauetappen.

5. Schlussfolgerungen und Bedeutung für die Praxis

In der Abklingphase kühlt der Beton ab und gleichzeitig schwindet er. Beide Phänomene führen zu einer Kontraktion des Betonvolumens. Ist die Deformation behindert (z.B. durch Bewehrung, Lagerung), so entstehen Betonzugspannungen, welche die Erstrisslast herabsetzen. Dies findet in der Praxis und der experimentellen Forschung oft zu wenig Beachtung.

Es zeigt sich, dass die im Rahmen dieses Projekts vorgenommenen Labormessungen in relativ gutem Einklang mit den aktuellen theoretischen Modellen in den Normen sind und sich die Grössenordnung der Eigenspannungen prognostizieren lässt. Dagegen haben sich in der vorliegenden Arbeit numerische Methoden zur Blindprognose als wenig geeignet erwiesen. Es ist eine grosse Anzahl an Input-Parametern erforderlich, welche die Resultate stark beeinflussen, deren Grösse jedoch unbekannt ist. Daher scheint es aus der Sicht der Verfasser auch bei vorhandenem Expertenwissen nicht zweckmässig, sich bei der Ermittlung des initialen Spannungszustands auf die Resultate rechnerischer Modelle zu stützen, ohne die relevanten Parameter durch Messungen am Bauwerk zu kalibrieren. Damit ist eine Nutzung rechnerischer Modelle in der Bemessung ausgeschlossen, sofern keine Pilotbauteile unter realen Bedingungen hergestellt und messtechnisch untersucht werden können.

Eine entscheidende, wenn auch keineswegs neue Erkenntnis dieser Arbeit ist jedoch, dass der Verformungs- und Eigenspannungszustand von Bauteilen nicht nur (oder primär) durch das Frühschwinden und die abfliessende Hydratationswärme beeinflusst wird. Insbesondere die Umgebungstemperatur spielt eine wesentlich grössere Rolle als diese Einflüsse, und je nach Bauteil und Exposition kommen weitere Faktoren wie die Luftfeuchtigkeit, Bauetappierung, Setzungen oder die Baugrundsteifigkeit hinzu. Da der Temperatur- und Witterungsverlauf nach dem Betonieren bei der Bemessung kaum bekannt ist und auch die weiteren Einflüsse nur selten hinreichend quantifizierbar sind, werden dadurch die Erkenntnisse aus den Laboruntersuchungen – wo in vielen Fällen die Normschwindkurven in relativ guter Übereinstimmung mit den gemessenen Dehnungen waren –und sich die Zwängungen aus Gleichgewichtsbetrachtungen einigermassen zutreffend ermitteln liessen – stark relativiert.

6. Empfehlungen für die weitere Umsetzung

Aufgrund der Schlussfolgerungen bieten sich wenige Ansatzpunkte für eine konkrete Umsetzung der Resultate in die Praxis. Nachfolgend werden einige grundsätzlich mögliche Ansätze erläutert.

Lastbeanspruchung

Bei Bauteilen unter reiner Lastbeanspruchung (kein Zwang) besteht die wichtigste Aufgabe der Mindestbewehrung in der *Gewährleistung der Duktilität*: Sie soll ein sprödes Versagen bei Rissbildung verhindern. Die Grösse dieser Mindestbewehrung hängt damit von der Zugfestigkeit des Betons ab. Unter Berücksichtigung des in den Versuchen bestätigten Vorhandenseins von Zug-Eigenspannungen im Beton infolge Schwinden könnte diese Mindestbewehrung wie folgt reduziert werden:

- 1. Ermittlung der Mindestbewehrung zur Aufnahme der Risslast unter Vernachlässigung von Eigenspannungen (klassische Ermittlung der Mindestbewehrung).
- 2. Ermittlung der resultierenden Zugeigenspannungen im Beton infolge Deformationsbehinderung durch die Bewehrung mit vorsichtigem (in diesem Fall kleinem) Wert des Schwindmasses, beispielsweise entsprechend dem unteren 5% Quantil gemäss *fib* Model Code 2010:

$$\sigma_{c0}(t) = -\varepsilon_{cs,0.05}(t) \cdot E_c(t) \cdot \frac{n \cdot \rho}{1 + n \cdot \rho - \rho}$$

- 3. Abminderung der rechnerischen Zugfestigkeit des Betons um den Betrag der Zugeigenspannungen und Ermittlung der notwendigen Bewehrungsmenge.
- 4. Wiederholung von Schritt 2-4 bis Konvergenz erreicht ist.

Die damit einhergehende Reduktion der Bewehrungsmenge ist allerdings gering (bei üblichen geometrischen Bewehrungsgehalten von 0.5...1% Reduktion um ca. 3...6%) und nur bei sehr grossen Bauwerken mit konstantem Querschnitt (Tagbautunnel) relevant.

Um bei Bauwerken unter *Zwangsbeanspruchung* ganz oder wenigstens in gewissen Bereichen auf die Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung verzichten zu können, müsste das Risiko einer Rissbildung zuverlässig abgeschätzt werden können. Soll dies anhand rechnerischer Untersuchungen überprüft werden, muss aufgrund der im vorhergehenden Kapitel dargelegten Zusammenhänge eine Parameterstudie durchgeführt werden, in deren Rahmen alle relevanten Parameter (Hydratationswärme, Schwinden, Kriechen, Festigkeitsentwicklung, Umgebungseinflüsse und insbesondere Zwängungsgrad) zu variieren sind. Ein solches, sehr aufwändiges Vorgehen beurteilen die Verfasser als wenig erfolgversprechend, da – allenfalls mit Ausnahme von Bauwerken oder Bereichen davon mit zugleich kleinem Zwängungsgrad, kleinem Schwindmass und geringer Hydratationswärme – unter Ansatz von vorsichtigen Werten aller Parameter in den meisten Fällen eine Rissbildung nicht zuverlässig ausgeschlossen werden kann. Etwas besser wären die Erfolgsaussichten, wenn Bauteile bei der Erstellung aktiv gekühlt werden, wie beispielsweise in Schweden bei Stützmauern oft umgesetzt. Dies ist jedoch in der Schweiz unüblich und infolge des hohen Aufwands kaum zielführend.

Bei *begrenzt duktilen Baustoffen* könnte man grundsätzlich ähnlich vorgehen wie bei Bauwerken unter Zwangsbeanspruchung. Das Ziel der Parameterstudie bestünde dann darin, die ungünstigste Zwängung zu eruieren und die verbleibende Duktilität mittels angepasster Bruchdehnungen (resp. Dehnungszuwachs bis Bruch) anzusetzen. Allerdings besteht bei diesen Baustoffen eine nochmals grössere Unsicherheit bezüglich der relevanten Parameter (insbesondere Schwinden, Einfluss von Fasern, etc.), und für einen Nachweis der Duktilität müsste nicht nur das Verformungsvermögen, sondern auch der Verformungsbedarf zuverlässig quantifiziert werden. Dies scheint in Anbetracht der Ergebnisse dieser Arbeit sowie der Unsicherheiten bei der Ermittlung des Verformungsbedarfs konventioneller Tragwerke zum heutigen Zeitpunkt jedoch nicht realistisch machbar.

Von der Durchführung eines Folgeprojekts, in dessen Rahmen obenstehende Ansätze vertieft untersucht werden sollten, raten wir daher aufgrund zu geringer Erfolgsaussichten, bei gleichzeitig hohen Kosten, ab.

7. Finanzielles

Die vorliegende Arbeit wurde durch cemsuisse mit einem Beitrag von rund CHF 71'000.– unterstützt, wofür sich die Verfasser aufrichtig bedanken.

Ein spezieller Dank richtet sich an Herrn Daniel Hardegger (Implenia Schweiz AG), der uns die Instrumentierung der Stützmauer ermöglichte, und die Herren Martin Bänziger und Christoph Meyer, die uns dabei tatkräftig unterstützt haben.

8. Literatur

- [1] Acker, P., Bazant, Z. P., Huet, C., & Wittmann, F. H. "Recommendation-Measurement of time-dependent strains of concrete." *Materials and Structures* 31.212, 1998, p. 507-512.
- [2] American Concrete Institute ACI, *Report on early-age cracking causes, measurement and mitigation*. ACI Committee 231, Report No. ACI 231R-10, Farmington Hills, USA, 2010.
- [3] Bucher, D., Felder, J. *Spannungs- und Dehnungszustand in ungerissenen Betonbauten*. Masterprojektarbeit. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 2018.
- [4] *fib* Model Code 2010, *Model Code for Concrete Structures*, International Federation for Structural Concrete, Ernst& Sohn, Berlin (2013).
- [5] Flatt, R. J. "Werkstoffe 1 Mineral binders", Institut für Baustoffe, ETH Zürich, 2012.
- [6] Galkovski, T. *Bond behaviour of structural concrete*. Masterarbeit, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 2017.
- [7] Klausen, Anja. "Early age stress development experimentally based parameter study performed within DaCS", *Proceedings*, Nordic mini-seminar on design and construction of sustainable concrete structures: Causes, calculation and consequences of cracks, Oslo, 2019.
- [8] Lura, P., Leemann, A. "Frühschwinden von Beton", *cemsuisse-Projekt 200901*, EMPA, Abteilung Beton/ Bauchemie, 2010.
- [9] Leemann, A., Hoffmann, C. "Trockenschwinden von Beton", *cemsuisse-Projekt 200808*, EMPA, Abteilung Beton / Bauchemie, 2009.
- [10] Marti, P., Alvarez, M., Kaufmann, W., Sigrist, V. "Tragverhalten von Stahlbeton", *IBK Publikation SP-008*, Institut f
 ür Baustatik und Konstruktion, ETH Z
 ürich, 1999.
- [11] Melan, E. "Der Spannungszustand eines "Mises-Hencky'schen Kontinuums bei veränderlicher Belastung", *Sitzungsberichte der Akademie der Wissenschaften*, Abt. IIa, 145. Bd., Heft 3 und 4, pp. 73-87, Wien, 1938.
- [12] Merkblatt SIA 2052 Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB) Baustoffe, Bemessung und Ausführung, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, 2016.
- [13] Norm SIA 262:2013 Betonbau, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, 2013.
- [14] prEN 1992-1-1:2018, European Committee for Standardization CEN, 2018.
- [15] di Prisco, M., Martinelli, P., Colombo, M. "A Numerical Model for the Creep of Fiber Reinforced Concrete", *Proceedings, fib* Symposium, Maastricht, 2017.
- [16] Salis, L. Verbundverhalten von Stahlbeton. Masterarbeit, Institut f
 ür Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 2017.
- [17] Samiec, D. "Verteilte faseroptische Temperatur- und Dehnungsmessung mit sehr hoher Ortsauflösung", *Photonik*, no. 6, 2011, pp. 4.
- [18] Schlicke, D. "Deformation-based crack width control in large restrained concrete members", *Proceedings*, Nordic mini-seminar on Crack width calculation methods for large concrete structures, Nordic Concrete Federation, Oslo, 2017.
- [19] SN EN 1992-1-1, Eurocode 2 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken
 Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln f
 ür den Hochbau, SIA, 2004.
- [20] Micro-Measurements, Vishay Precision Group, *Strain gage thermal output and gage factor variation with temperature*. Tech Note TN-504-1, 11054, 2010, p. 35-47.

[21] Wozniak, M. *Stress State in Uncracked Concrete Structures*. Masterarbeit, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 2018.

A. Anhang

A1 Schwindkörper

Die Dehnmesssensoren von Kyowa sind «selbsttemperaturkompensiert», das heisst sie sind geeicht für ein bestimmtes Referenzmaterial ($\alpha_{\kappa} = 11 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$) bei einer gewissen Referenztemperatur ($T_{\kappa} = 20^{\circ}\text{C}$). Misst man die Dehnungen von Materialien mit abweichenden Materialausdehnungskoeffizienten, so muss dies mit einer Temperaturkompensation berücksichtigt werden. Hierzu wird der Term

$$\Delta \varepsilon_{sg,Korr}\left(t\right) = \left[T\left(t\right) - T_{K}\right] \cdot \alpha_{K}$$
(23)

zur Rohmessung addiert, um die totalen gemessenen Dehnungen zu erhalten [20].

Abb. 26 zeigt die Messkurven der Prüfkörper 1 und 2, jeweils in der Mittelebene und in der oberen Ebene gemäss Abb. 3. Die Rohdaten der Sensoren, sowie die temperaturkompensierten Kurven sind abgebildet. Es wird angenommen, dass die Prüfkörper keine Deformationsbehinderung haben. Von den totalen Dehnungen können nun die Temperaturdehnungen abgezogen werden, um die Schwinddehnungen zu erhalten (Vorgehen in Abb. 7) :

$$\varepsilon_{i,j,k,cs}(t) = \varepsilon_{i,j,roh}(t) - \Delta \varepsilon_{i,j,k,Korr}(t) - \alpha_c(t) \cdot \Delta T(t)$$
(24)



Abb. 26: Rohmessung sowie Messung mit Korrektur infolge Temperaturkompensation - Kyowa.

Die faseroptischen Dehnungsmessungen der Versuche Bi sind in Abb. 27 und Abb. 28 dargestellt. Da die Frequenz der Messungen deutlich geringer ist und da die Sensoren infolge ihre Biegesteifigkeit offensichtlich Biegung erfahren haben, wurde entschieden, diese Messwerte nicht weiter auszuwerten [21].

Weitere Sensoren des Produzenten Senstech wurden in Eigenarbeit isoliert, um sie vor Wasserschäden zu schützen, aber bereits nach ein paar Tagen wurden sie durch das aggressive chemische Milieu im Beton beschädigt. Auf einen Plot dieser Messungen wird gänzlich verzichtet.



Abb. 27: Freie Schwinddehnung Faseroptische Messung Körper 1.



Abb. 28: Freie Schwinddehnung Faseroptische Messung Körper 2.

A2 orthogonal bewehrte Platte

In Abb. 29 sind die Messungen des Schwingsaitensensors abgebildet. Der Temperaturverlauf ist verglichen mit jenem der Bi-Metall-Sensoren deutlich anders im absteigenden Ast. Die Temperaturdehnungen sind auch am Ende

xxxiv

positiv, wodurch die berechneten Schwinddehnungen deutlich grösser ausfallen. Aus diesem Grunde wurde entschieden, diese Daten nicht weiter auszuwerten. Es ist davon auszugehen, dass der Sensor beschädigt war.



Abb. 29: Rohdaten des vermutlich beschädigten Schwingsaitensensors (Geokon) Versuch Bii.

A3 Stützmauer

In Abb. 30 sieht man die Instrumentierung der Stützmauer, sowie die Kabelführung und die Befestigung des Messkastens.

In Abb. 31 ist der Bewehrungsplan der Mauer dargestellt.

Beide Abbildungen stammen aus den Ausführungsplänen und wurden verändert.



Abb. 30: Schnitt mit Abmessungen in [cm] durch die Stützmauer.



Abb. 31: Bewehrungsführung Stützmauer.