

MASTERARBEIT

**Untersuchung der Zwangeinwirkungen im
Herstellungszeitraum in massiven Betonbauwerken
am Beispiel der Schleuse Uelzen II**

eingereicht am
Institut für Betonbau der
Technischen Universität Graz

im
Sommersemester 2013

Verfasser
Stefan Lorenz Voithofer, BSc

Betreuer
Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue

mitbetreuende Assistenten
Dipl.-Ing. Katrin Turner
Dipl.-Wirtsch.-Ing. Dirk Schlicke

Eidesstattliche Erklärung

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Graz, am 12. März 2013

.....
(Unterschrift)

Statuary Declaration

I declare that I have authored this thesis independently, that I have not used other than the declared sources / resources, and that I have explicitly marked all material which has been quoted either literally or by content from the used sources.

Graz, 12. März 2013

.....
(signature)

Danksagung

Das diese Arbeit in der hier vorliegenden Form zustande kam, ist zahlreichen Personen zu verdanken.

An erster Stelle gebührt mein Dank meiner gesamten Familie, besonders meinen Eltern, für ihre Unterstützung während meines gesamten Ausbildungsweges. Sie standen mir jederzeit mit Rat und Tat zur Seite und haben mich nie vergessen lassen, dass es Daheim einfach am schönsten ist.

Auf universitärer Seite möchte ich Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue, Frau Dipl.-Ing. Katrin Turner und Herrn Dipl.-Wirtsch.-Ing. Dirk Schlicke für ihr Engagement und die hervorragende Betreuung bei Erstellung dieser Masterarbeit danken.

Nicht vergessen werden darf an dieser Stelle der Geotechnik Zeichensaal. Egal, ob es etwas für das Studium zu arbeiten galt oder auch nicht, waren die dort verbrachten Stunden Freude und Hilfe während meines gesamten Studiums.

Last but not least, möchte ich all meinen Freunden danken, die mir immer wieder geholfen haben die Anstrengungen des Studiums hinter mir zu lassen.

Kurzfassung

Die vorliegende Arbeit untersucht die durch herstellungsbedingte Zwangsbeanspruchung aufgetretene Rissbildung bei der Schleuse Uelzen II. Zum Einen sollen die Ursachen der in den zugänglichen Oberflächen des Querschnitts beobachteten Rissbilder geklärt werden. Zum Anderen soll auf Grundlage dieser Erkenntnisse der Risszustand des betroffenen Querschnitts beschrieben werden, um zukünftig Aussagen zur Funktionstüchtigkeit des Bauwerks zu ermöglichen.

Neben den bereits erwähnten Rissbildbeobachtungen standen der Untersuchung ein Monitoringsystem mit Temperatur- und Dehnungsmessungen und Materialuntersuchungen zur Temperatur- und Festigkeitsentwicklung des verwendeten Betons als Eingangsgrößen zur Verfügung. Mit Hilfe der Beanspruchungsanalyse konnten aus den Messergebnissen sowohl Zeitpunkte kritischer Spannungen in den Messpunkten bestimmt als auch die Art der Zwangeinwirkung abgelesen werden. Mit numerischen Untersuchungen am Scheibenmodell wurden die erhärtungsbedingten Temperaturänderungen im Querschnitt untersucht, die resultierenden Zwangsspannungen wurden über räumliche Simulationen berechnet.

Es konnte gezeigt werden, dass die frühe Rissbildung in kritischen Bereichen nachvollziehbar ist. Außerdem liefern die Ergebnisse eine plausible Erklärung für die vorhandene Wasserführung in den betrachteten Rissen.

Schlüsselwörter: Zwangsbeanspruchung, Herstellungszeitraum, Hydratationswärme, Betonmassivbau, Beanspruchungsanalyse, Risspotential, Finite-Elemente-Modellierung

Abstract

The following master thesis deals with the occurred crack formation in the Uelzen II sluice caused by restraint during the construction period. On one hand the reasons for crack formation on accessible areas of the structure should be clarified. On the other hand the crack condition should be described in order to make statements about the serviceability.

The investigation is based on the already mentioned crack observations, temperature and strain measurements in the construction member and material tests. The material tests include the development of hydration heat and mechanical properties of the used concrete compositions. Based on measurement results a stress analysis was performed. Critical stress states and the type of restraint impact could be determined. Numerical investigations in a 2D model provided the changes of the temperature field in the cross section based on concrete hardening. Resulting restraint stresses were calculated in a 3D model.

It was possible to point out the reasons for early crack formation in critical areas. Although a plausible explanation for the water bearing cracks could be found.

Keywords: restraint stresses, construction period, hydration heat, massive concrete structure, stress analysis, crack potential, finite-element-analysis

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Zielsetzung und Vorgehensweise	1
1.2	Schleusenbauwerke und besondere Aufgabenstellungen für den Betonmassivbau am Beispiel der Schleuse Uelzen II	2
2	Baubeschreibung	3
2.1	Geometrische Randbedingungen	3
2.2	Technische Randbedingungen	4
3	Materialverhalten des Schleusenbetons	6
3.1	Hydratation und zeitlicher Verlauf der Wärmefreisetzung	6
3.1.1	Hydratationsgrad	6
3.1.2	Bestimmung der Hydratationswärme und des zeitlichen Verlaufs der Wärmefreisetzung	8
3.1.3	Mathematische Beschreibung des Erhärtungsvorgangs	10
3.2	Thermische Eigenschaften	11
3.3	Überprüfung der Eingangsparameter für die verwendeten Betone	13
3.4	Mechanische Eigenschaften	14
3.4.1	Mathematische Beschreibung der Festigkeitseigenschaften	15
3.4.2	Viskoelastizität	18
3.4.3	Schwinden	19
4	Untersuchungen am Bauwerk	20
4.1	Einflussgrößen im Herstellungszeitraum	20
4.1.1	Einbausituation und Baufortschritt	20
4.1.2	Thermische Randbedingungen	21
4.2	Beschreibung des Messprogramms	23
4.2.1	Lage der Messquerschnitte und Messebenen	23
4.2.2	Anordnung der Messpunkte	24
4.2.3	Messergebnisse	26
4.3	Beschreibung des Rissmonitorings	27
5	Beanspruchungsanalyse anhand der Messergebnisse	28
5.1	Zerlegung und Vergleich der Dehnungen	28
5.1.1	Messquerschnitt 1	30
5.1.2	Messquerschnitt 2	33
5.2	Beurteilung der Spannungszustände in den Dehnungsmesspunkten	36

6	Numerische Untersuchungen	40
6.1	2D - Modell	40
6.1.1	Berechnungsmodell	40
6.1.1.1	Ortsdiskretisierung	41
6.1.1.2	Zeitdiskretisierung	41
6.1.2	Verifikation des Berechnungsmodells anhand der Temperaturegebnisse im Detailausschnitt	42
6.1.2.1	Sohlenmodell	43
6.1.2.2	Wandfußmodell	47
6.1.3	Untersuchung der Temperatureinwirkung im Scheibenmodell	49
6.1.4	Analyse der Temperaturdehnungen in ausgewählten Bauabschnitten	50
6.2	3D - Modell	62
6.2.1	Berechnungsmodell	62
6.2.2	Verifikation des Berechnungsmodells anhand der Dehnungsergebnisse	64
6.2.2.1	Messquerschnitt 1	65
6.2.2.2	Messquerschnitt 2	68
6.2.3	Zwangsspannung in den kritischen Bereichen	69
7	Interpretation der Untersuchungsergebnisse	71
7.1	Einschätzung der Zwängungssituation mittels der Messergebnisse aus dem Bauwerksmonitoring	71
7.2	Ergebnisse der numerischen Untersuchung und Analyse des vorhandenen Rissbildes im Versorgungsgang	71
8	Zusammenfassung und Ausblick	74
A	Temperatur- und Dehnungsergebnisse des Messprogramms	83
A.1	Messquerschnitt 1	83
A.2	Messquerschnitt 2	86
B	Verifikation des Scheibenmodells anhand gemessener Temperaturen	90

Symbolverzeichnis

Betonzusammensetzung

C	Zementgehalt [kg/m^3]
ρ_b	Rohdichte des Betons [kg/m^3]
C, W, A, FA	Massenanteile der Betonkomponenten [kg/m^3]
f_C, f_W, f_A, f_{FA}	Wärmeleitfähigkeit der Betonkomponenten [W/mK]

Umweltparameter

s_i	Materialdicke [m]
L	Lamellenlänge [m]
R	Universelle Gaskonstante = 0,008314 [kJ/mol]
q_J	tatsächliche Sonneneinstrahlungsintensität [W/m^2]
k_S	Bettungsmodul [MN/m^3]

Thermische und wärmetechnische Betoneigenschaften

T	Temperatur [$^{\circ}\text{C}$]
ΔT	Temperaturdifferenz [K]
α	Hydratationsgrad [-]
$\alpha(t)$	Hydratationsgrad zum Zeitpunkt t [-]
α_0	kritischer Hydratationsgrad [-]
α_{\max}	maximaler Hydratationsgrad [-]
$Q(t)$	freigesetzte Hydratationswärmemenge zum Zeitpunkt t [kJ/m^3]
Q_{pot}	theoretische maximale Hydratationswärme [kJ/m^3]
Q_{\max}	maximale Hydratationswärme [kJ/m^3]
Q_{Csp}	spezifische Hydratationswärme des Zements [kJ/kg]
t_e	wirksames Betonalter [h]
t_i	tatsächliche Erhärungszeit [h]
$k(T_i)$	Temperatur-Zeit-Beziehung [-]
E_A	Aktivierungsenergie = 5300 [kJ/mol]

E_A^*	angepasste Aktivierungsenergie [kJ/mol]
κ	Faktor = 0,45 [-]
a, b, t_k	Regressionsparameter [-]
t	Zeit [h]
λ_{c1}	Endwert der Wärmeleitzahl [W/mK]
λ_0	Rechenwert der Wärmeleitzahl zum Einbauzeitpunkt [W/mK]
λ_R	Rechenwert der Wärmeleitzahl bei Erreichen des maximalen Hydratationsgrades [W/mK]
$\lambda(\alpha)$	Rechenwert der Wärmeleitzahl abhängig vom Hydratationsgrad α [W/mK]
λ_i	Wärmeleitzahlen der Materialien [W/mK]
c_b	spezifische Wärme des Betons [kJ/kgK]
S_b	Wärmespeicherkapazität [kJ/m ³ K]
α	Wärmeübergangskoeffizient [W/m ² K]
α_k	Wärmeübergangskoeffizient Konvektion [W/m ² K]
α_s	Wärmeübergangskoeffizient Strahlung [W/m ² K]
α_a	äußerer Wärmeübergangskoeffizient [W/m ² K]

Spannungs-, Formänderungs- und Festigkeitseigenschaften

α_T	Ausdehnungskoeffizient [1/K]
ν	Querdehnzahl [-]
$f_{ct}(\alpha)$	Zugfestigkeit abhängig von α [N/mm ²]
$f_{ct}(\alpha=1)$	Zugfestigkeit nach einer vollständigen Hydratation [N/mm ²]
n_E	Exponent für die E-Modul Entwicklung [-]
n_f	Exponent für die Zugfestigkeitsentwicklung [-]
$E_{ct}(\alpha)$	Elastizitätsmodul abhängig von α [N/mm ²]
$E_{ct}(\alpha=1)$	Elastizitätsmodul nach vollständiger Hydratation [N/mm ²]
ε_{cas}	autogenes Schwinden [-]
ε_{cds}	Trocknungsschwinden [-]
ε_{frei}	freie Dehnung [-]
ε_{mess}	gemessene, spannungswirksame Dehnung [-]
ε_T	Temperaturdehnungen [-]
ε_K	konstanter Dehnungsanteil [-]
ε_m	Dehnung in Querschnittsmitte [-]
ε_o	Dehnung oben [-]

ε_u	Dehnung unten [-]
ε_L	linearer Dehnungsanteil [-]
$\varepsilon_{NL,r}$	nicht-linearer Dehnungsanteil am Querschnittsrand [-]
$\varepsilon_{NL,m}$	nicht-linearer Dehnungsanteil in Querschnittsmitte [-]
σ_R	Spannung infolge Zwang [N/mm ²]
σ_{ct}	Spannung im Beton [N/mm ²]
f_{ct}	Zugfestigkeit [N/mm ²]

1 Einleitung

1.1 Zielsetzung und Vorgehensweise

Ziel dieser Arbeit ist die Untersuchung der durch herstellungsbedingte Zwangsbeanspruchung aufgetretene Rissbildung bei der 2006 fertiggestellten Schleuse Uelzen II. Wie in Kap. 2 beschrieben, wurde diese Sparschleuse in kompakter Bauweise errichtet und zur Verringerung der Hydratationswärme wurden mehrere Betonrezepturen verwendet. Im Speziellen sollen durch die Untersuchungen die möglichen Ursachen der aufgetretenen Rissbildung im Versorgungsgang ergründet werden.

Auf Basis der zur Anwendung gekommenen Betone erfolgt in Kap. 3 eine theoretische Behandlung des Hydratationsprozesses und der damit verbundenen Entwicklung der Betoneigenschaften. Die verwendeten Materialansätze werden angeführt.

In Kap. 4 werden die Einflussgrößen im Herstellungszeitraum (Baufortschritt, Frischbetontemperatur und klimatische Randbedingungen) und das applizierte Monitoringsystem beschrieben. Dieses umfasst Temperatur- und Dehnungsmessungen in ausgewählten Bauabschnitten.

Basierend auf den Messresultaten des Monitoringsystems wurde in Kap. 5 eine Beanspruchungsanalyse für die jeweiligen Bauabschnitte durchgeführt.

In einem ersten Schritt erfolgt eine Zerlegung des Dehnungsprofils über die Bauabschnittshöhe in einen konstanten, linearen und nicht-linearen Dehnungsanteil. Der Vergleich der freien Dehnungsanteile mit den Temperaturdehnungsanteilen ermöglicht Rückschlüsse auf die Zwängungssituation im Bauteil.

Auf Basis der gemessenen Temperaturen und Dehnungen im Querschnitt sowie der Zugfestigkeit des Betons wird dann das sogenannte Risspotential berechnet. Diese Untersuchung liefert Erkenntnisse über punktuell kritische Spannungszustände.

Da die Beanspruchungsanalyse auf die Punkte des Messsystems beschränkt ist, werden numerische Untersuchungen durchgeführt (Kap. 6).

In einem ersten Schritt erfolgt die Untersuchung des Temperaturfeldes an einem Scheibenmodell. Verifiziert wird das Berechnungsmodell durch den Vergleich mit den gemessenen Temperaturverläufen. In weiterer Folge wird eine Analyse der Temperaturdehnungsanteile für nicht vom Messsystem erfasste Bauabschnitte durchgeführt.

Um Aussagen über die Spannungssituation in den kritischen Bereichen rund um den Versorgungsgang und den Sparbeckenüberlauf treffen zu können, wird in einem weiteren Schritt ein dreidimensionales Modell erzeugt. Dieses ist in der Lage, unter Berücksichtigung der Boden-Bauwerks-Interaktion sowie der Wechselwirkung mit angrenzenden Baulamellen, die globale Zwängungssituation abzubilden. Dieses Berechnungsmodell wird anhand der gemessenen Dehnungen verifiziert.

Eine Interpretation der Untersuchungsergebnisse im Hinblick auf die beobachtete Rissbildung in Teilbereichen des Querschnitts sowie eine Zusammenfassung ergänzen die Arbeit in den letzten beiden Kapiteln.

1.2 Schleusenbauwerke und besondere Aufgabenstellungen für den Betonmassivbau am Beispiel der Schleuse Uelzen II

Bei Sparschleusen unterscheidet man zwischen zwei unterschiedlichen Bauweisen. Schleuse und Sparbecken können separat angeordnet und auf getrennten Fundamenten gelagert werden, wie beispielsweise die im Jahr 1976 erbaute Schleusenanlage Uelzen I (Abb. 1.1 links).

Durch diese getrennte Ausführung der Fundamente kommt es durch die Be- und Entlastung, im Zuge des Wasserflusses von den Sparbecken in die Schleusenkammer und wieder zurück, zu einer zyklischen Belastung im Baugrund, die zu großen Setzungsunterschieden führte. Entlang der Schleuselängsrichtung sind Raumfugen angeordnet, so dass es auch zwischen den Kammerlamellen aufgrund von unterschiedlichen Gründungsverhältnissen zu ungleichmäßigen Setzungen kam. Diese Belastungsschwankungen und Setzungsdifferenzen führten zu Schäden am gesamten Bauwerk, im speziellen an den Fugenbändern (vgl. [BAW, 1997, S. 8]).

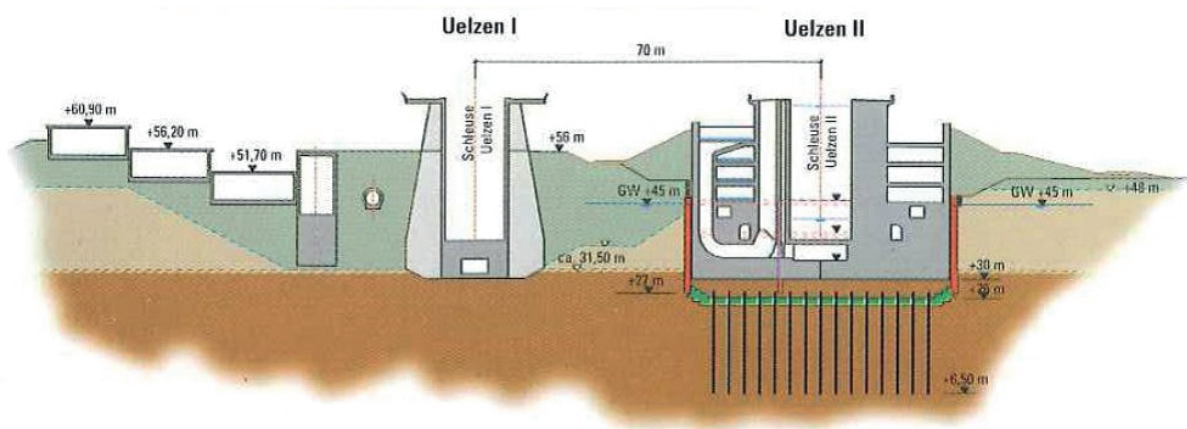


Abbildung 1.1: Schematischer Querschnitt Schleuse Uelzen I (links) und II (rechts) ([WSV, 2000, S. A3])

Um diesen Problemen entgegen zu wirken, wurde für die im Jahr 2001 neu errichtete Schleuse Uelzen II eine kompakte Bauweise gewählt (Abb. 1.1 rechts)(vgl. [Krug und Vestner, 2010, S. 167]). Das gesamte Bauwerk wurde auf eine monolithische Fundamentplatte gegründet. Durch diese Maßnahmen treten viel geringere Belastungsschwankungen im Baugrund auf und Setzungsunterschiede zwischen den Kammerwandlamellen werden verhindert. In [Bödefeld und Ehmann, 2006] wird auf die Vorteile der fugenreduzierten Bauweise hingewiesen.

Im Herstellungszeitraum des Bauwerks kommt es durch den Erhärtungsprozess des Betons zur Freisetzung von Hydratationswärme. Infolge der großen Kubaturen der Betonierabschnitte und der geringen Wärmeleitfähigkeit von Beton, findet der Wärmeaustausch mit der Umgebung nur langsam statt. Im Bauteilquerschnitt kann eine ausgeprägte Temperaturgradient die Folge sein und dadurch können hohe Eigenspannungen hervorgerufen werden. Um diesen Einfluss zu verringern, wurde die Gesamthydratationswärme gesenkt, indem der Querschnitt in zwei Zonen mit unterschiedlichen Betonsorten aufgeteilt wurde. Im Kernbereich wurde eine Betonrezeptur mit geringerem Zementgehalt und höherem Steinkohleflugascheanteil verbaut, um eine übermäßige Erwärmung des Kernbereich zu verhindern. Im Randbereich hingegen, wurde ein hochwertiger Beton mit höherem Zementgehalt verbaut. Dies ist erforderlich, um die notwendigen Dauerhaftigkeitsanforderungen erfüllen zu können. Weiterführendes zur zonierten Bauweise kann in [Westendarp, 2001] nachgelesen werden.

Die teilmonolithische Bauweise führt zu einer höheren Dehnungsbehinderung in der Gesamtkonstruktion. Diese besondere Zwängungssituation erfordert eine vertiefte Untersuchung im Herstellungszeitraum.

2 Baubeschreibung

2.1 Geometrische Randbedingungen

Aufgrund der Erfordernis, die Leistungsfähigkeit des Schleusenkomplexes (Uelzen I & II) entscheidend zu steigern, hat der Neubau Uelzen II ähnlich große Schleusenkammerabmessungen (190 m / 12,5 m) wie der Bestand (Uelzen I) (vgl. [WSV, 2000, S. A2]). In Summe ergeben sich, mit den Sparbecken, Ober- und Unterhaupt und Auslauf, Abmessungen von 311 m Länge, 52,5 m Breite und 36,5 m Höhe (vgl. [Fockenberget al., 2005, S. 255]).

Um die bestehende Schleuse nicht durch weitere Setzungen zu belasten und die Wasserdichtheit der Baugrube sicher zu stellen, wurde diese mit einer 1,20 m dicken und 18 bis 30 m tiefen Stahlbetonschlitzwand gesichert. Weiters erfolgte die Herstellung einer Düsenstrahlsohle in einer Tiefe von 1,0 m bis 4,0 m unter der fertigen Bauteilsohle. Um eine Abdichtung der Sohle gegen das Grundwasser herzustellen und um die Auftriebssicherheit im Bauzustand zu gewährleisten, wurde zusätzlich eine Tiefenverankerung mit Stahllankern vorgenommen (vgl. [Fockenberget al., 2005, S. 257]).

Durch die sehr massive Bauweise der Schleusenkonstruktion, im Vergleich zur bereits bestehenden, wird ein großes Betonvolumen verbaut. In Summe handelt es sich um ca. 240.000 m³ Beton, davon sind ca. 70000 m³ mit der Kernbetonrezeptur und der Rest mit der Randbetonrezeptur ausgeführt worden (Tab. 2.1)(vgl. [Fockenberget al., 2005, S. 258 ff]).

Die Herstellung der Schleusen- und Sparbeckenkammer erfolgte in Längsrichtung in 8 Lamellen mit einer Länge zwischen 20 - 25 m. Daran schließen Ober-, Unterhaupt und Auslauf an.

Der Kernbetonquerschnitt ist von einer mindestens 0,8 m starken Randbetonschicht umgeben, wobei diese im Bereich der Schleusenkammer auf bis zu 2,0 m ansteigt, um dort die erhöhten Anforderungen gewährleisten zu können (vgl. [Fockenberget al., 2005, S. 259]). Die Abb. 2.1 zeigt einen Querschnitt der Schleuse.

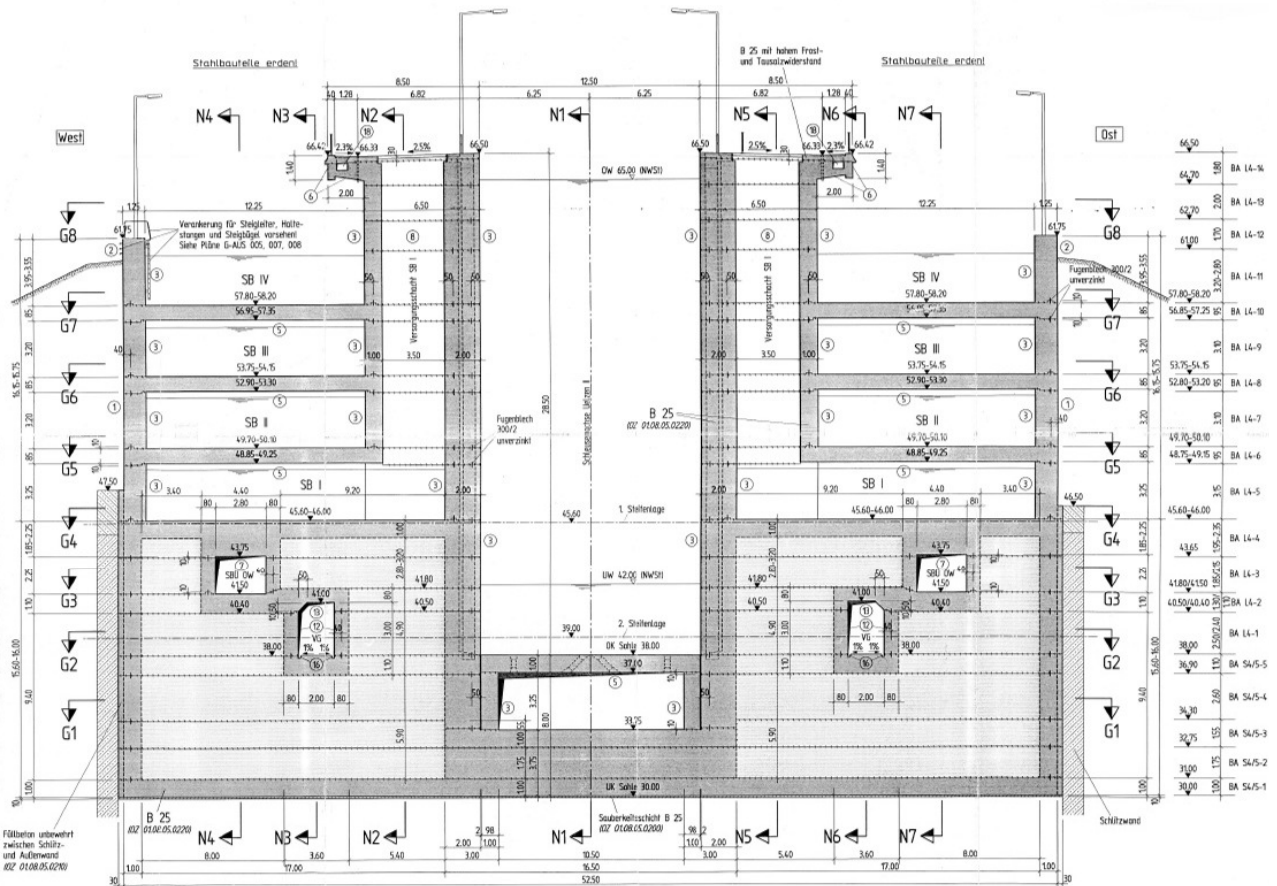


Abbildung 2.1: Querschnitt L4/5-S 011a durch die Schleuse Uelzen II ([BGS, 2000])

2.2 Technische Randbedingungen

Wie bereits unter Abschn. 1.2 erläutert, ergeben sich aus den Aufgabenstellungen für Schleusenbauwerke und den in Abschn. 2.1 beschriebenen geometrischen Randbedingungen besondere technische Anforderungen.

Die Untergrundeigenschaften wurden von Seiten des Bauherren durch mehrere Untersuchungen beziehungsweise Beprobungen festgestellt. Zum Einen wurde eine Rückrechnung aus den Setzungen der bereits bestehenden Schleuse durchgeführt. Zum Anderen wurden die Bodenkennwerte, im speziellen der Steifemodul, anhand einer Beprobung ermittelt.

Für die numerische Untersuchung wird der ungünstigere Wert der beiden Berechnungen herangezogen. Es wird ein Steifemodul von 200 MN/m^3 und daraus abgeleitet ein Bettungsmodul k_S von 35 MN/m^3 angesetzt.

Die zonierte Bauweise stellt unterschiedliche Anforderungen an Kern- und Randbeton. Die zur Anwendung gelangten Betonrezepturen und deren spezifische Eigenschaften sind in Tab. 2.1 angeführt. In der Abb. 2.2 sind die Kern- und Randbetonzonen dargestellt.

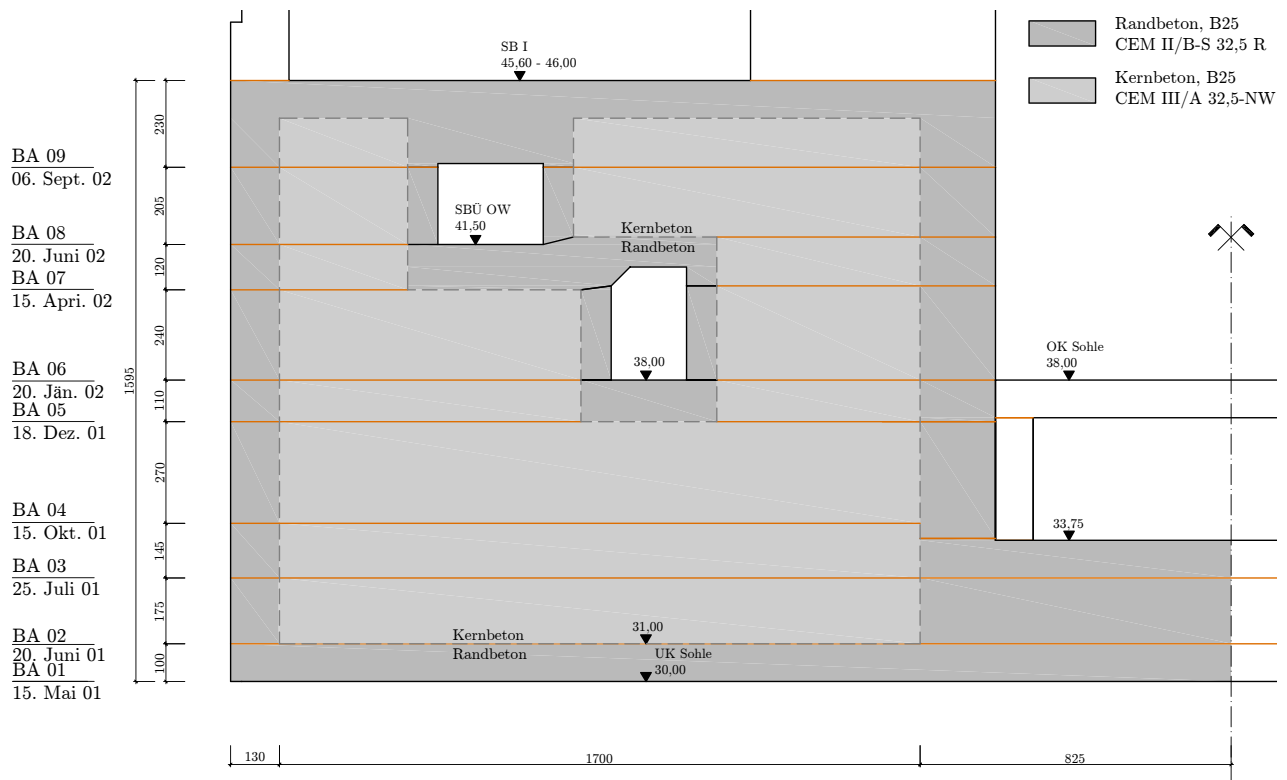


Abbildung 2.2: Verteilung der Kern- und Randbetonzonen

Tabelle 2.1: Anforderungen und Eigenschaften der verwendeten Betongüten ([Putzmeister, 2009, S. 1])

Anforderungen an Betone für die Schleuse Uelzen II

	Randbeton		Kernbeton
	Kammerwand	Sohle	
Betonfestigkeitsklasse	B 25 nach 56 Tagen	B 25 nach 56 Tagen	B 25 nach 91 Tagen
Besondere Eigenschaften	hoher Frostwiderstand wasserundurchlässig $e \leq 30 \text{ mm}$	niedrige Hydratationswärme wasserundurchlässig $e \leq 30 \text{ mm}$	niedrige Hydratationswärme wasserundurchlässig $e \leq 50 \text{ mm}$
Konsistenz	KR	KR	obere Grenze KF
Zementart und Festigkeitsklasse	CEM II/B-S 32,5 R	CEM II/B-S 32,5 R	CEM III/A-S 32,5 NW
Zementgehalt z	270 (+10) kg/m ³	240 kg/m ³	180 kg/m ³
Wassergehalt w/z	140 kg/m ³ 0,52	148 kg/m ³	152 kg/m ³
w/(z + 0,4 · f)		0,56	
w/(z + 0,7 · f)			0,72
Zusatzstoff Gehalt		Steinkohleflugasche 60 kg/m ³	Steinkohleflugasche 120 kg/m ³

3 Materialverhalten des Schleusenbetons

3.1 Hydratation und zeitlicher Verlauf der Wärmefreisetzung

Der Hydratationsprozess beschreibt den Prozess der Neuentstehung der wasserunlöslichen Struktur des Zementsteins aus den Klinkermaterialien in Reaktion mit Wasser (vgl. [Röhling, 2005, S. 13]).

Dieser Prozess ist mit folgenden für die Betoneigenschaften wichtigen Phänomenen verbunden:

- *”Bildung von Hydraten im Anmachwasser sowie an der Oberfläche und innerhalb der Korngrenzen der Zementpartikel*
- *Volumsverminderung*
- *Reaktionsenthalpie*
- *Physikalische Bindung von Wasser”* ([Röhling, 2005, S. 13])

Für die Untersuchung von Zwangsbeanspruchungen in jungen Betonen ist nicht nur die Gesamtmenge der entstehenden Hydratationswärme, sondern auch der zeitliche Verlauf der Freisetzung von Bedeutung.

3.1.1 Hydratationsgrad

Um den Fortschritt der Hydratation zu beschreiben, wird der Hydratationsgrad als Kenngröße herangezogen. Dieser beschreibt das Verhältnis zwischen der zu einem Zeitpunkt t bereits freigesetzten Wärmemenge und der Gesamthydratationswärmemenge (siehe Glg. 3.1). Die maximale Hydratationswärme ergibt sich aus dem theoretischen Wärmepotential bei einer vollständigen Hydratation des Zements. In der Praxis tritt nie eine vollständige Hydratation ein, da Zementpartikel größeren Durchmessers nicht vollständig durchhydratisiert werden und das Wasserangebot beschränkt ist (vgl. [Röhling, 2005, S. 16]). Daher ist die tatsächliche maximale Hydratationswärme Q_{\max} immer kleiner als Q_{pot} .

$$\alpha(t) = \frac{Q(t)}{Q_{\text{pot}}} \leq 1 \tag{3.1}$$

([Röhling, 2005, S. 17])

$$\alpha_{\max} = \frac{Q_{\max}}{Q_{\text{pot}}} = \frac{1,35 \cdot w/z}{0,315 + w/z} \tag{3.2}$$

([Röhling, 2005, S. 22])

- $\alpha(t)$ Hydratationsgrad zum Zeitpunkt t [-]
- α_{\max} maximaler Hydratationsgrad [-]
- $Q(t)$ freigesetzte Hydratationswärmemenge zum Zeitpunkt t [kJ/m³]
- Q_{pot} theoretische maximale Hydratationswärme [kJ/m³]
- Q_{\max} maximale Hydratationswärme [kJ/m³]

Die Entwicklung der Hydratationswärme weist, wie in Abb. 3.1 erkennbar, charakteristische Entwicklungsphasen mit unterschiedlicher Wärmefreisetzungsrates auf, die sich abhängig von der Betonrezeptur ausprägen.

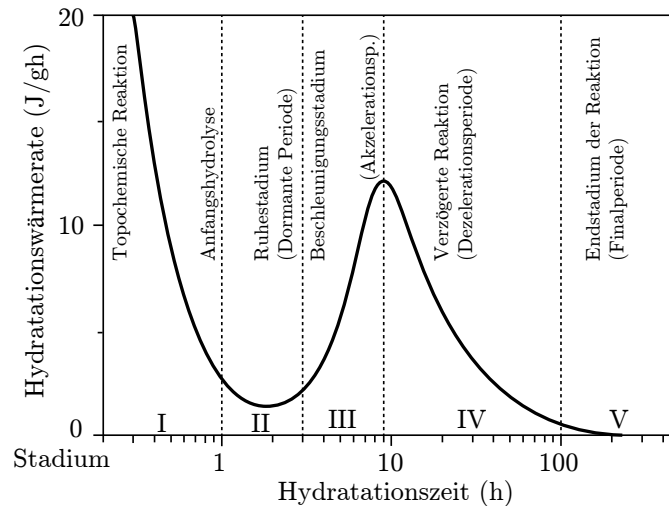


Abbildung 3.1: Hydratationsphasen und Wärmefreisetzungsrates ([Röhling, 2005, S. 14])

Maßgeblich beeinflusst wird die Entwicklung des Hydratationsgrades von der Erhärtungstemperatur des Betons. Bedingt durch höhere Betontemperaturen beschleunigt sich die Wärmefreisetzung und damit der Hydratationsprozess (vgl. [Röhling, 2005, S. 23]). Dadurch verkürzt sich in weiterer Folge auch die Erhärtungszeit, wie unter Abschn. 3.1.2 beschrieben.

Bei der Hydratationswärmefreisetzung wird zwischen adiabatischen, teiladiabatischen und isothermen Entwicklungsbedingungen unterschieden (Abb. 3.2). Adiabatische Bedingungen stellen sich bei vollständig behindertem Wärmeabfluss ein. Findet hingegen ein Wärmeaustausch mit der Umgebung statt und bleibt die Betontemperatur dadurch bei 20 °C konstant, herrschen isotherme Bedingungen vor. Im baupraktischen Einbauzustand ist, in Abhängigkeit von den thermischen Randbedingungen, ein teilweiser Wärmeaustausch mit der Umgebung möglich und es stellen sich teiladiabatische Bedingungen ein.

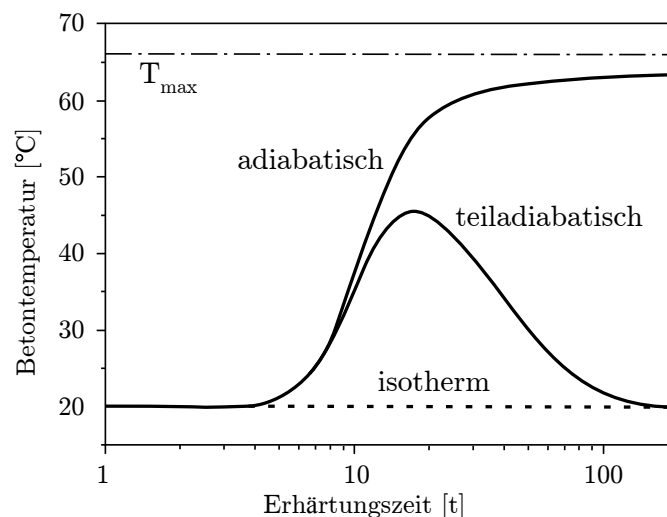


Abbildung 3.2: Schematischer Verlauf der Betontemperatur abhängig von den Entwicklungsbedingungen ([Röhling, 2005, S. 50])

3.1.2 Bestimmung der Hydratationswärme und des zeitlichen Verlaufs der Wärmefreisetzung

Über eine Abschätzung ist die ungefähre Bestimmung der maximal freigesetzten Hydratationswärme Q_{pot} einer Betonrezeptur möglich. Durch die versuchstechnische Erfassung kann eine genaue Bestimmung der Wärmefreisetzung und des zeitlichen Verlaufs der Hydratation erfolgen.

Die Abschätzung erfolgt unter Berücksichtigung der Zementmenge C und der spezifischen Hydratationswärme des Zements Q_{Csp} . Diese ist, abhängig von der Zementart und der Festigkeitsklasse, tabelliert.

$$Q_{\text{pot}} = C \cdot Q_{\text{Csp}} \quad (3.3)$$

([Rostásy et al., 2002])

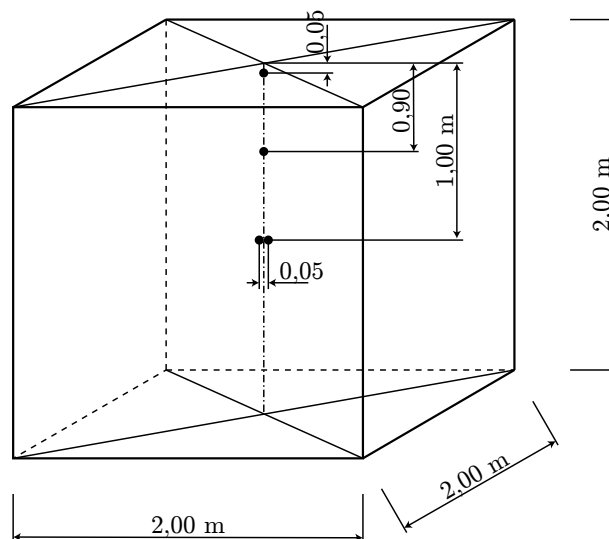
Q_{pot} theoretische maximale Hydratationswärme [kJ/m^3]

C Zementgehalt [kg/m^3]

Q_{Csp} spezifische Hydratationswärme des Zements [kJ/kg]

Für die Bestimmung der Hydratationseigenschaften der zur Anwendung gekommenen Betonrezepturen (siehe Abschn. 2.2) wurden die laut ZTV-W LB 215 geforderten Versuche an großformatigen Probekörpern durchgeführt.

Der Probewürfel hat eine Seitenlänge von circa 2,0 m und ist vollständig mit mindestens 36 cm Wärmedämmung, der Wärmeleitgruppe 040 oder geringer, zu ummanteln. Weiters ist beim Einbau eine Frischbetontemperatur von mindestens 15°C zu gewährleisten und während der gesamten Messzeit darf die Außenlufttemperatur nicht unter 5°C sinken. Die Messungen sind kontinuierlich über einen Zeitraum von mindestens 7 Tagen durchzuführen (vgl. [ZTV-W, 2004, S. 25]). Im Probekörper sind zur Bestimmung der Temperatur mehrere Widerstandsfühler, wie in Abb. 3.3 ersichtlich, angeordnet, die in definiertem Abstand zur Betonoberfläche liegen. Durch den gewählten Versuchsaufbau findet kaum ein Wärmeaustausch mit der Umgebung statt und man spricht von quasi-adiabatischen Entwicklungsbedingungen.



• Temperaturfühler

Abbildung 3.3: Temperaturmesspunkte im Probekörper ([ZTV-W, 2004, S. 25])

Es findet eine Umrechnung der quasi-adiabatischen Messwerte auf isotherme Randbedingungen statt, da diese als Basis für eine Softwareimplementierung dienen und die Berücksichtigung der Festigkeitsentwicklung ermöglichen. Dazu wird die Reifefunktion von Arrhenius/ Freiesleben (vgl. [Freiesleben et al., 1977]) herangezogen.

Durch eine weitere Umrechnung wird die tatsächlich im Bauteil vorherrschende Temperatur berücksichtigt und man erhält das wirksame Betonalter t_e (Glg. 3.4).

$$t_e = \int dt_i \cdot k(T_i) \quad (3.4)$$

([Röhling, 2005, S. 26])

t_e wirksames Betonalter [h]
 t_i tatsächliche Erhärtungszeit [h]
 $k(T_i)$ Temperatur-Zeit-Beziehung [-]

$$k(T_i) = e^{-\frac{E_A^*}{R} \left(\frac{1}{293} - \frac{1}{273 + T} \right)} \quad (3.5)$$

([Röhling, 2005, S. 27])

$k(T_i)$ Temperatur-Zeit-Beziehung [-]
 E_A^* angepasste Aktivierungsenergie [kJ/mol]
 R Universelle Gaskonstante = 0,008314 [kJ/mol]
 T Temperatur [°C]

Für die Aktivierungsenergie wird ein erweiterter Ansatz verwendet, um die Temperaturabhängigkeit mit zu berücksichtigen.

$$E_A^* = E_A \cdot \left(\frac{30}{T + 10} \right)^\kappa \quad (3.6)$$

([Jonasson, 1985])

E_A^* angepasste Aktivierungsenergie [kJ/mol]
 E_A Aktivierungsenergie = 5300 [kJ/mol]
 κ Faktor = 0,45 [-]
 T Temperatur [°C]

3.1.3 Mathematische Beschreibung des Erhärtungsvorgangs

Der ermittelte Hydratationsgradverlauf (Abschn. 3.1.2) bildet die Grundlage einer mathematischen Beschreibung des Erhärtungsvorgangs. Durch den nachgewiesenen Zusammenhang zwischen den Hydratationsphänomenen und den Festigkeitseigenschaften des Betons, ist es zulässig diese in Beziehung zu setzen (vgl. [Röhling, 2005, S. 17]).

Um eine mathematische Beschreibung der Hydratationsentwicklung zu ermöglichen, werden Modellansätze verwendet. Die in der Literatur vorhandenen Ansätze unterscheiden sich im Wesentlichen durch die Regressionsparameter. Es wird die Entwicklungsfunktion II nach Jonasson verwendet.

$$Q(t) = Q_{\max} \cdot e^{a \cdot \left(\ln \left(1 + \frac{t}{t_k} \right)^b \right)} \quad (3.7)$$

(vgl. [Jonasson, 1985])

$Q(t)$ freigesetzte Hydratationswärmemenge zum Zeitpunkt t [kJ/m³]
 Q_{\max} maximale Hydratationswärme [kJ/m³]
 a, b, t_k ... Regressionsparameter [-]
 t Zeit [h]

Die Anpassung des mathematischen Modells an den gemessenen Hydratationsverlauf ist in Abb. 3.4 für den Kernbeton und in Abb. 3.5 für Randbeton dargestellt. Um den Modellansatz zu überprüfen, erfolgt in Abschn. 3.3 eine Nachrechnung der Temperaturentwicklung in den Probekörpern.

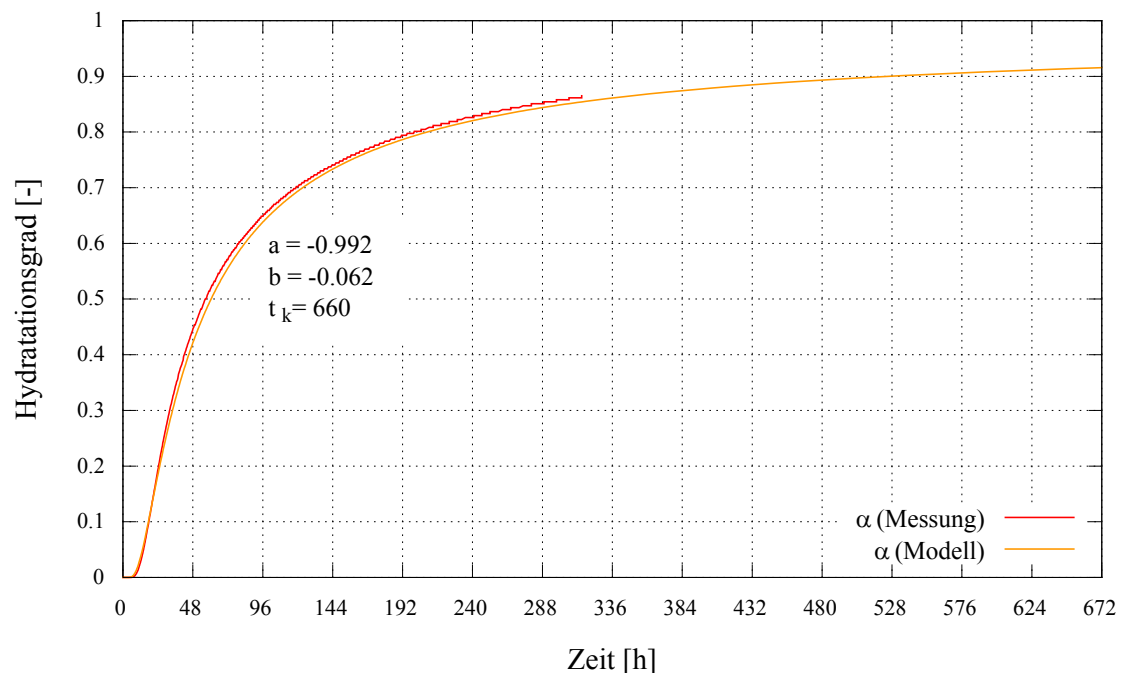


Abbildung 3.4: Anpassung des mathematischen Modells (Kernbeton)

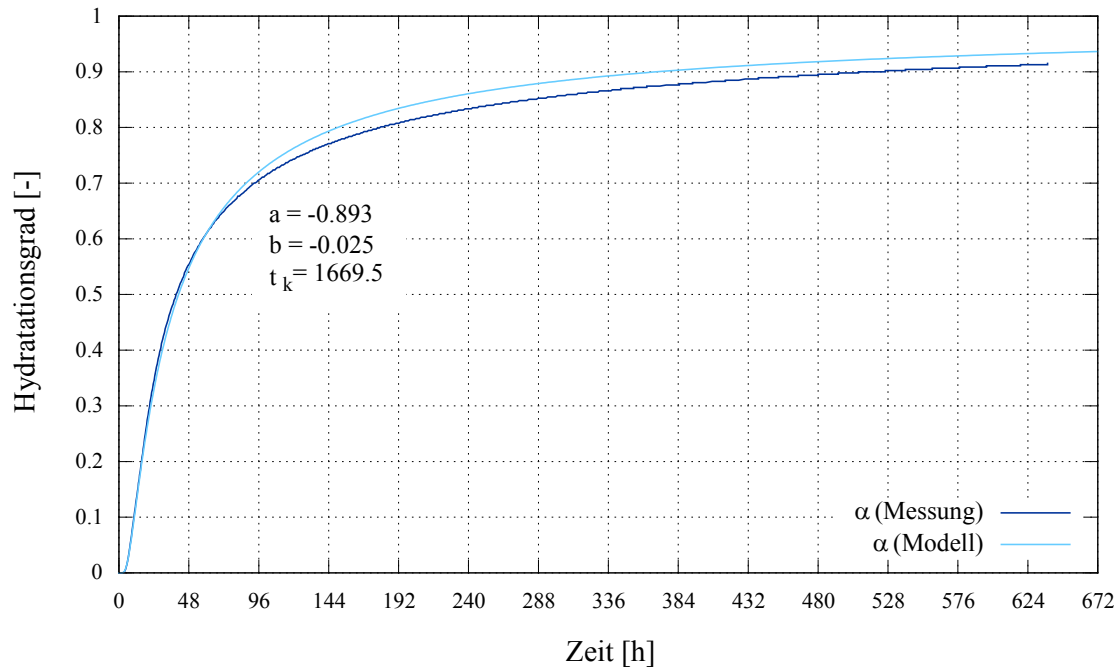


Abbildung 3.5: Anpassung des mathematischen Modells (Randbeton)

3.2 Thermische Eigenschaften

Entscheidende Kriterien für die Wärmeentwicklung und das instationäre Temperaturfeld stellen die Wärmeleitfähigkeit und die Wärmespeicherkapazität des Betons dar. Die Bestimmung dieser Kennwerte kann auf dem experimentellen Weg erfolgen oder über die Anwendung von Mischformeln beziehungsweise Tabellenwerten abgeschätzt werden.

Aufgrund von veränderlichem Feuchtegehalt und Temperatur im Zuge der Hydratation unterliegen die thermischen Eigenschaften, im Speziellen die Leitfähigkeit, nicht zu vernachlässigenden Änderungen.

Der Grundwert der Wärmeleitfähigkeit ist abhängig vom Anteil an Gesteinskörnung, Wasser, Zement und sonstigen Zusatzstoffen, sowie deren thermischer Leitfähigkeit.

Für die Ermittlung wird eine Mischformel über alle Betonbestandteile herangezogen. Daraus resultiert der Endwert der Wärmeleitfähigkeit λ_{c1} .

$$\lambda_{c1} \approx \frac{1}{\rho_b} [C \cdot f_C + W \cdot f_W + A \cdot f_A + FA \cdot f_{FA}] \quad (3.8)$$

([Rostásy und Krauß, 2001, S. 29])

λ_{c1}	Endwert der Wärmeleitfähigkeit [W/mK]
ρ_b	Rohdichte des Betons [kg/m ³]
C, W, A, FA	Massenanteile der Betonkomponenten [kg/m ³]
f_C, f_W, f_A, f_{FA}	Wärmeleitfähigkeit der Betonkomponenten [W/mK]

Der Rechenwert der Wärmeleitfähigkeit zu Beginn λ_0 wird, wie in [Rostásy und Krauß, 2001, S. 30] vorgeschlagen, berechnet.

$$\lambda_0 \approx 1,2 \cdot \lambda_{c1} \quad (3.9)$$

([Rostásy und Krauß, 2001, S. 30])

λ_0 Rechenwert der Wärmeleitfähigkeit zum Einbauzeitpunkt [W/mK]

λ_{c1} Endwert der Wärmeleitfähigkeit [W/mK]

Tabelle 3.1: Verwendete Wärmeleitfähigkeiten abhängig von der Betonrezeptur

	λ_0 [W/mK]	λ_R [W/mK]
Kernbeton	3,4	2,6
Randbeton	3,6	2,0

λ_0 Rechenwert der Wärmeleitfähigkeit zum Einbauzeitpunkt [W/mK]

λ_R Rechenwert der Wärmeleitfähigkeit bei Erreichen des maximalen Hydratationsgrades [W/mK]

Der Rechenwert der Leitfähigkeit wird an die Entwicklung des Hydratationsgrades gekoppelt und mit dem Fortschreiten des Selbigen verändert (vgl. [Eierle und Schikora, 2000, S. 30ff]).

$$\lambda(\alpha) = \lambda_0 - (\lambda_0 - \lambda_R) \cdot \alpha \quad (3.10)$$

([Eierle und Schikora, 2000, S. 30ff])

$\lambda(\alpha)$ Rechenwert der Wärmeleitfähigkeit abhängig vom Hydratationsgrad α [W/mK]

λ_0 Rechenwert der Wärmeleitfähigkeit zum Einbauzeitpunkt [W/mK]

λ_R Rechenwert der Wärmeleitfähigkeit bei Erreichen des maximalen Hydratationsgrades [W/mK]

α Hydratationsgrad [-]

Die Wärmekapazität kann in Abhängigkeit von der Rohdichte des Betons ermittelt werden, wobei die spezifische Wärme c_b aus den Untersuchungen von [Mandry, 1961, S. 22] und [Neville, 1981] hervorgeht. Eine zeitliche Veränderlichkeit wurde für diesen Parameter nicht angesetzt.

$$S_b = c_b \cdot \rho_b \quad (3.11)$$

([Röhling, 2005, S. 61])

S_b Wärmespeicherkapazität [kJ/m³K]

c_b spezifische Wärme des Betons [kJ/kgK]

ρ_b Rohdichte des Betons [kg/m³]

Tabelle 3.2: Verwendete Wärmespeicherkapazitäten abhängig von der Betonrezeptur

	S_b [kJ/m ³ K]
Kernbeton	2200
Randbeton	2350

3.3 Überprüfung der Eingangsparameter für die verwendeten Betone

Die zutreffende Beschreibung des Hydratationsverlaufs ist Voraussetzung für eine ausreichend genaue Nachrechnung der Betontemperaturen im Berechnungsmodell. Um die Eingangsparameter zu überprüfen, wurden die großformatigen Probewürfel in Sofistik modelliert (siehe Abb. 3.6) und die in Abschn. 3.1.3 und Abschn. 3.2 angeführten Eingangsparameter zu Grunde gelegt. Die thermischen Randbedingungen wurden entsprechend dem Versuchsaufbau gewählt. Die Wärmeübergangsparameter wurden entsprechend Glg. 3.12 in Tab. 3.3 ermittelt.

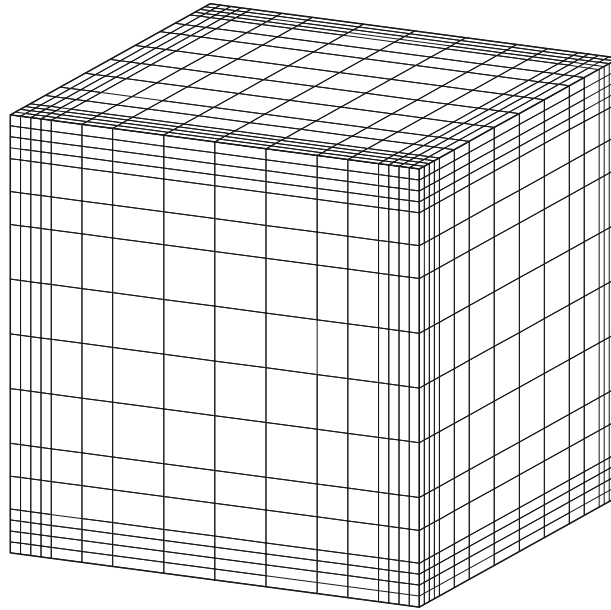


Abbildung 3.6: Berechnungsmodell des Probewürfels

$$\frac{1}{\alpha} = \frac{1}{\alpha_a} + \sum \frac{s_i}{\lambda_i} \tag{3.12}$$

([Röhling, 2005, S. 75])

- α Wärmeübergangskoeffizient [W/m²K]
- α_a äußerer Wärmeübergangskoeffizient [W/m²K]
- s_i Materialdicke [m]
- λ_i Wärmeleitzahlen der Materialien [W/mK]

Tabelle 3.3: Berechnung des Wärmeübergangskoeffizienten abhängig von der geometrischen Lage am Bauteil

Bezeichnung	s_i [m]	λ_i [W/mK]	α_a [W/m ² K]	α [W/m ² K]	
Dämmung	0,36	0,031	12,50	0,084	Luftseite
Dämmung	0,36	0,031	12,00	0,065	Erdreich
Erdreich	2,00	0,556			

Durch den Vergleich der gemessenen und berechneten Temperaturverläufe konnten die Eingangsparameter verifiziert werden. Wie aus Abb. 3.7 ersichtlich ist kann eine gute Übereinstimmung der beiden Verläufe erzielt werden.

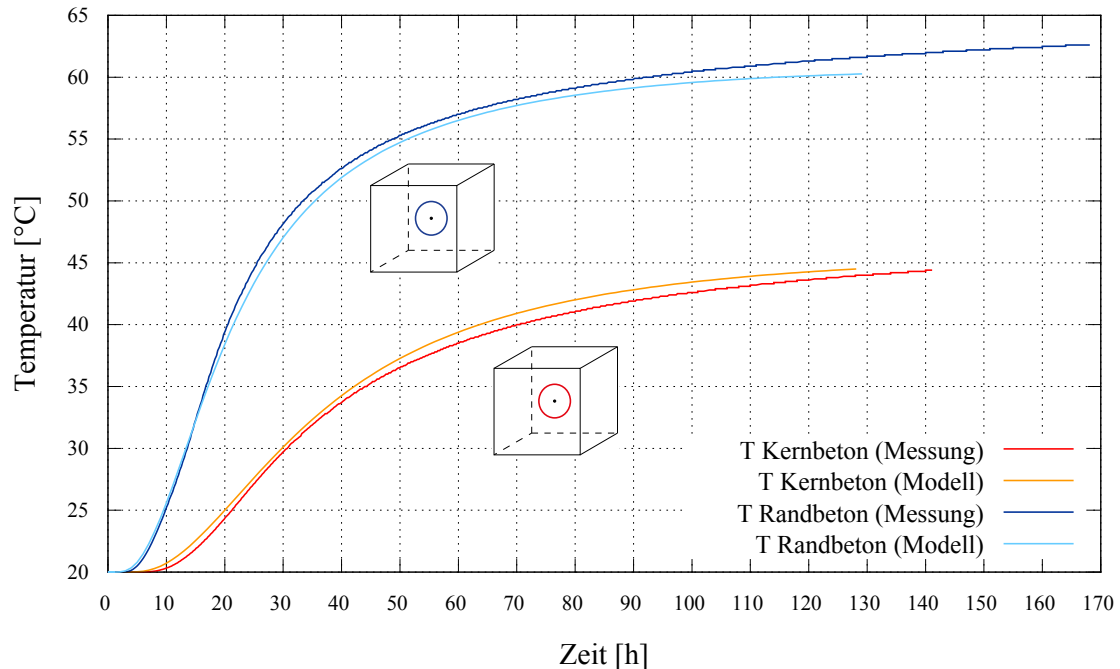


Abbildung 3.7: Vergleich der gemessenen und berechneten Temperaturverläufe im Versuch

3.4 Mechanische Eigenschaften

Die mechanischen Eigenschaften von Beton ändern sich während des Hydratationsprozesses maßgeblich. Eine wichtige Rolle für die Betrachtung von Zwangsspannungen und Rissbildung fällt dabei der Entwicklung des Elastizitätsmoduls und der Zugfestigkeit zu.

Für die Ermittlung der Betondehnungen infolge der Temperaturveränderung sind der Ausdehnungskoeffizient α_T und die Querdehnzahl ν wichtig. Durch die geringe Veränderlichkeit während der Hydratation kann mit ausreichender Genauigkeit von konstanten Werten ausgegangen werden.

$$\alpha_T = 1,0 \cdot 10^{-5} \quad (3.13)$$

([DIN EN 1992-1-1, 2011])

α_T Ausdehnungskoeffizient [$1/K$]

$$\nu = 0,2 \quad (3.14)$$

([Eierle und Schikora, 2000, S. 33])

ν Querdehnzahl [-]

3.4.1 Mathematische Beschreibung der Festigkeitseigenschaften

Zur Bestimmung der Festigkeitseigenschaften des Betons kann mit ausreichend hoher Genauigkeit von einem Zusammenhang mit der Entwicklung des Hydratationsgrades ausgegangen werden (vgl. [Rostásy und Gutsch, 1999]).

Daraus ergibt sich ein Modellansatz bei dem durch Bestimmung des Exponenten eine Anpassung an Laborwerte erfolgt.

$$E_{ct}(\alpha) = E_{ct}(\alpha=1) \cdot \left(\frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \right)^{n_E} \quad (3.15)$$

$$f_{ct}(\alpha) = f_{ct}(\alpha=1) \cdot \left(\frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \right)^{n_f} \quad (3.16)$$

([Rostásy und Gutsch, 1999, S. 461])

- α Hydratationsgrad [-]
- α_0 kritischer Hydratationsgrad [-]
- $E_{ct}(\alpha)$ Elastizitätsmodul abhängig von α [N/mm²]
- $E_{ct}(\alpha=1)$. Elastizitätsmodul nach vollständiger Hydratation [N/mm²]
- n_E Exponent für die E-Modul Entwicklung [-]
- $f_{ct}(\alpha)$ Zugfestigkeit abhängig von α [N/mm²]
- $f_{ct}(\alpha=1)$. Zugfestigkeit nach einer vollständigen Hydratation [N/mm²]
- n_f Exponent für die Zugfestigkeitsentwicklung [-]

Zur Berücksichtigung der Tatsache, dass sich ein Mindestwert an hydratisiertem Gefüge gebildet haben muss, damit eine Festigkeit angesetzt werden kann, wird der Wert α_0 als kritischer Hydratationsgrad eingeführt.

Dieser Mindestwert kann in Abhängigkeit vom w/z-Wert der Betonrezeptur berechnet werden, wobei hier immer gewisse Unsicherheiten beziehungsweise Schwankungen auftreten können (vgl. [Röhling, 1981, S. 123]).

$$\alpha_0 = (0,35 \text{ bis } 0,40) \cdot w/z \quad (3.17)$$

([Röhling, 1981, S. 123])

Für den Kernbeton wurde $\alpha_0 = 0,155$ und für den Randbeton $\alpha_0 = 0,208$ festgelegt.

Für die Entwicklung der Festigkeitseigenschaften $E_{ct}(t)$ und $f_{ct}(t)$ von Kern- und Randbeton liegen Laboruntersuchungen vor (Tab. 3.4 und Tab. 3.5). Die verwendeten Werkstoffansätze sind für den Randbeton Abb. 3.8 und Abb. 3.9, sowie für den Kernbeton Abb. 3.10 und Abb. 3.11 zu entnehmen.

Tabelle 3.4: Entwicklung des Elastizitätsmoduls und der Zugfestigkeit abhängig vom Betonalter t (Randbeton)

t [h]	t [d]	f_{ct} [N/mm ²]	E [N/mm ²]
48	2	0,77	16300
72	3	1,55	22000
168	7	1,58	25000
240	10	1,87	30000
672	28	2,42	36000

Tabelle 3.5: Entwicklung des Elastizitätsmoduls und der Zugfestigkeit abhängig vom Betonalter t (Kernbeton)

t [h]	t [d]	f_{ct} [N/mm ²]	E [N/mm ²]
48	2	0,37	13000
72	3	0,52	17200
168	7	1,00	26700
336	14	1,12	28100
672	28	1,27	30200

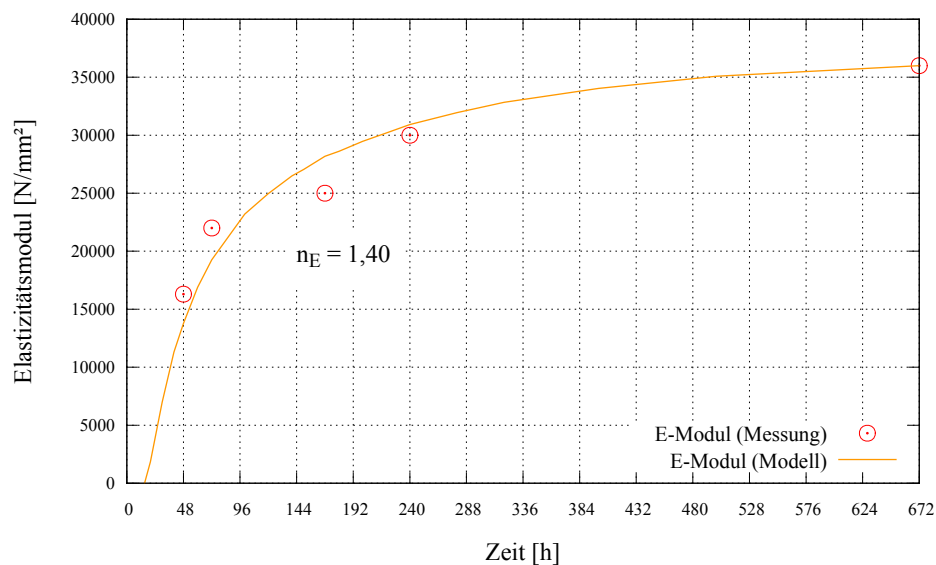


Abbildung 3.8: Messwerte und Werkstoffansatz für die Entwicklung des Elastizitätsmoduls (Randbeton)

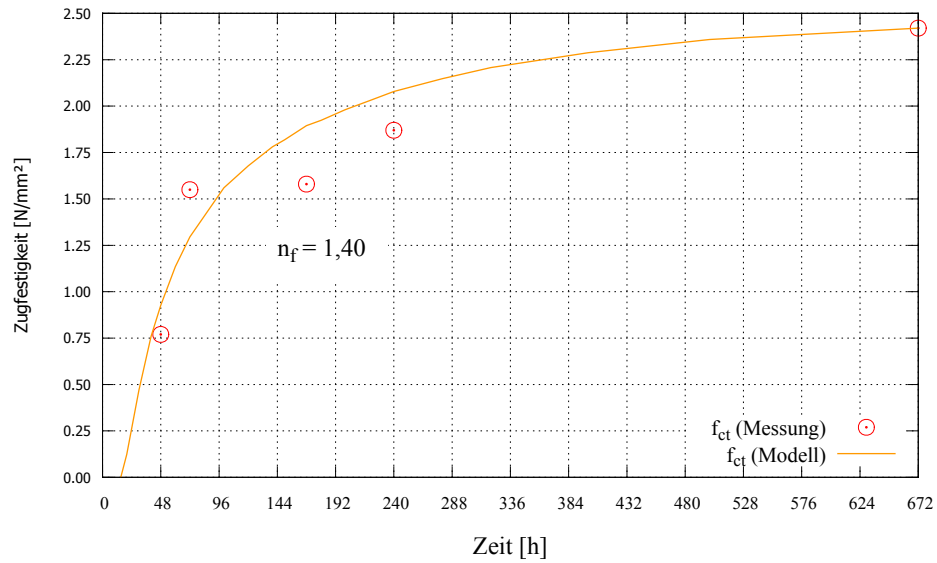


Abbildung 3.9: Messwerte und Werkstoffansatz für die Entwicklung der Zugfestigkeit (Randbeton)

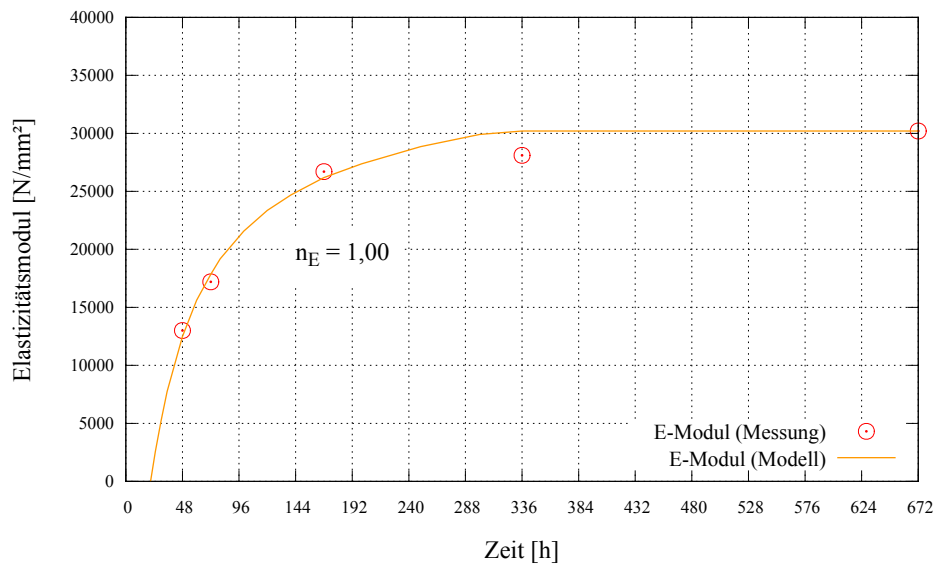


Abbildung 3.10: Messwerte und Werkstoffansatz für die Entwicklung des Elastizitätsmoduls (Kernbeton)

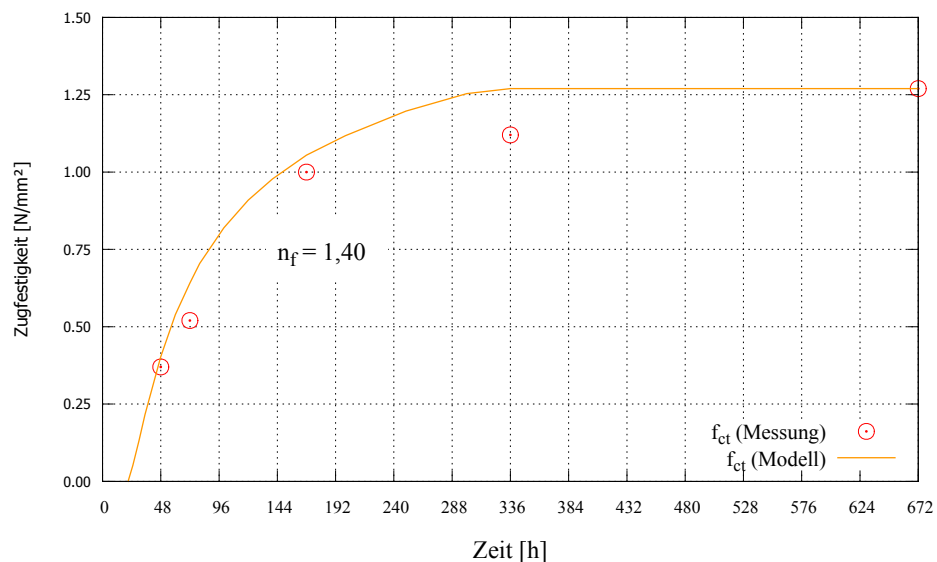


Abbildung 3.11: Messwerte und Werkstoffansatz für die Entwicklung der Zugfestigkeit (Kernbeton)

3.4.2 Viskoelastizität

Unter Spannung weist Beton ein viskoelastisches Verhalten auf. Dieses kann anhand von zwei theoretischen Grenzfällen erläutert werden. Der erste Grenzfall ist das Kriechen, welches die Verformungszunahme mit der Zeit eines unter konstanter Belastung stehenden, unbehinderten Betonstabs beschreibt. Der zweite Grenzfall ist die Relaxation, welche die Spannungsabnahme mit der Zeit eines vollständig behindert gelagerten Betonstabs bezeichnet (Abb. 3.12).

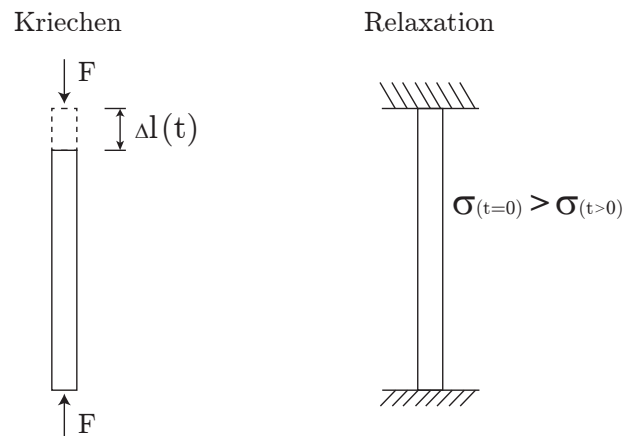


Abbildung 3.12: Modellvorstellung des Kriech- und Relaxationsverhaltens

In der Realität werden diese idealen Randbedingungen nicht erreicht, sondern es tritt eine teilweise behinderte Verformung auf, wobei der Behinderungsgrad über die Zeit veränderlich sein kann. Es ist von einer Überlagerung der beiden Effekte auszugehen, wobei sich diese auch gegenseitig beeinflussen (vgl. [Röhling, 2005, S. 127 ff] und [Eierle und Schikora, 2000, S. 39 ff]).

Eine rechnerische Berücksichtigung der Viskoelastizität ist deshalb nicht ohne weiteres möglich. Im Falle von analytischen Lösungsansätzen ist eine iterative Berechnung erforderlich.

Der Relaxationsbeiwert nach Trost (vgl. [Trost, 1967]) bildet die Interaktion des Kriech- und Relaxationsverhaltens ab, wobei hier ein nahezu konstant bleibender Behinderungsgrad Voraussetzung ist.

Im Falle eines zeitlich veränderlichen Behinderungsgrades unterliegt der Relaxationsbeiwert nach Trost ebenfalls einer zeitlichen Veränderlichkeit, sodass die ohnehin sehr aufwendige Superposition der einzelnen Kriechstufen im Zeitverlauf sehr komplex wird. Eine analytische Lösung dieses Zusammenhangs ist zwar möglich, aber in der Aussagefähigkeit immer noch stark beschränkt (vgl. [Heinrich, 2013]).

Im Gegensatz dazu besteht die Möglichkeit dieses Materialverhalten mittels numerischer Berechnungsmethoden abzubilden. Derzeitige Forschungen am Institut für Betonbau der technischen Universität Graz entwickeln hierfür einen Berechnungsansatz (vgl. [Schlicke, 2013]).

In den folgenden Ausführungen wurden die viskoelastischen Eigenschaften des Betons zunächst aber nicht berücksichtigt. Zum Einen wurden die erforderlichen Messgrößen für einen konventionellen Ansatz über modifizierte Steifigkeiten nicht erhoben (kein geschlossenes Messsystem, da keine Spannungsmessung), zum Anderen kann der entwickelte Berechnungsansatz im vorliegenden Fall aufgrund der erforderlichen Modellgröße derzeit noch nicht implementiert werden.

3.4.3 Schwinden

Das Schwindverhalten von Beton setzt sich aus zwei Bestandteilen, autogenem Schwinden und Trocknungsschwinden, zusammen. Die folgenden Erläuterungen sind an [Röhling, 2005, S. 133 ff] angelehnt.

Das autogene Schwinden ε_{cas} tritt im Zuge der Austrocknung infolge des Hydratationsprozesses auf und im Besonderen bei Betonen mit einem geringen w/z-Wert ($<0,50$). Das Volumen der Ausgangsstoffe ist größer als das der Reaktionsprodukte, daher baut sich ein Porenunterdruck auf.

Trocknungsschwinden ε_{cds} tritt über einen sehr langen Zeitraum auf. Der Grund liegt im Feuchtigkeitsaustausch zwischen Betonoberfläche und Umgebung, wodurch sich die Wassermenge im Querschnitt reduziert und dies das Bauteil schwinden lässt.

In der numerischen Berechnung wird das autogene Schwinden nicht berücksichtigt, da der Beton einen hohen w/z-Wert aufweist. Hinsichtlich des Trocknungsschwindens liegen für den betrachteten Zeitraum keine Eingangswerte vor.

4 Untersuchungen am Bauwerk

4.1 Einflussgrößen im Herstellungszeitraum

Im Herstellungszeitraum sind unterschiedliche Einflussgrößen von Bedeutung. Dazu zählen die Einbausituation, der Baufortschritt und die thermischen Randbedingungen.

4.1.1 Einbausituation und Baufortschritt

Die Schleuse wurde in vertikaler Richtung in 19 Bauabschnitte und in Längsrichtung in 11 Lamellen unterteilt. Die dadurch entstehenden Betonblöcke wurden in einem Arbeitsgang eingebracht. Es wurde auf einen lageweisen frisch in frisch Einbau geachtet, um eine ausreichende Verzahnung zwischen den Betonen gewährleisten zu können und damit den Kraftfluss sicherzustellen.

Zu Beginn der Ausführung wurde der Zementgehalt von 270 kg/m^3 auf 280 kg/m^3 geändert (vgl. [Putzmeister, 2009, S. 2]). Im weiteren Baufortschritt wurde der Zementgehalt, zu einem unbekanntem Zeitpunkt, noch einmal von 280 kg/m^3 auf 300 kg/m^3 erhöht. Diese Veränderungen wurden ohne eine weitere Eignungsprüfung des Betons vorgenommen. Weiters wurde der laut Betonrezeptur geforderte Wassergehalt, laut dem vorliegenden Betonierbericht BB 20/01 (vgl. [QSI, 2002]), zum Teil erheblich überschritten. Dies führt zu Änderungen der bereits ermittelten Betonkennwerte aus Abschn. 3.1 und Abschn. 3.2 in der weiteren Berechnung (Abschn. 6.1.2).

Betoniert wurden die gesamten Blöcke über einen Zeitraum von drei Jahren. Durch den zeitlich versetzten Einbau der Bauabschnitte in den jeweiligen Lamellen wurde ein treppenartiger Baufortschritt erzeugt, der gleichzeitig auch einen möglichst effizienten Einbau gewährleistete (Abb. 4.1).

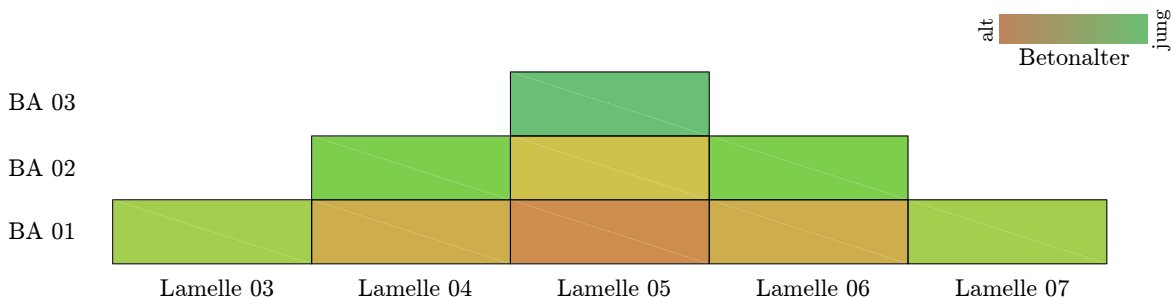


Abbildung 4.1: Stufenförmiger Ablauf des Baufortschritts

Die Messquerschnitte befinden sich in Lamelle 5. Für diese sind Aufzeichnungen über den Einbauzeitpunkt, die Einbaudauer und die mittlere Frischbetontemperatur vorhanden (Tab. 4.1). Ergänzt wurde dies durch Angaben in Statusberichten und durch Auswertungen der Temperaturmessreihen (vgl. [NBA-Hannover, 2002a] und [NBA-Hannover, 2002b]). Bei fehlenden Eingangswerten wurden Annahmen getroffen.

Tabelle 4.1: Einbauzeitpunkte, Einbaudauer und Einbautemperaturen der unterschiedlichen Bauabschnitte

BA	Lamelle	Betonagebeginn	Dauer in Std. lt.BÜ-Protokoll	Dauer in Std. lt.Arge	Frischbetontemperatur (Mittelwert)
01	4/5	15. Mai 01	16,5	17,0	20,0
02	4/5	20. Juni 01	28,0	27,0	17,0
03	4/5	25. Juli 01	26,0	27,0	22,0
04	4/5 (West)	15. Okt. 01	21,5	20,0	13,0
05	4/5 (West)	18. Dez. 01	12,5	11,0	5,0
06	4/5 (West)	20. Jän. 02			16,0 ¹
07	4/5 (West)	15. Apr. 02			17,0 ¹
08	4/5 (West)	20. Juni 02			15,0 ¹
09	4/5 (West)	06. Sep. 02			14,0 ¹

Die bereits bestehende Schlitzwand und Sauberkeitsschicht werden zu Baubeginn mit einer Bauteiltemperatur von 16 °C angesetzt. Die Wärmeleitfähigkeit wird mit 2,0 W/mK angenommen.

Das an die Baugrube beziehungsweise den Beton anstehende Erdreich wird zur genaueren Ermittlung der Temperaturentwicklung mit berücksichtigt. Unterhalb der Sohle wird über eine Tiefe von 3,0 m das Erdreich modelliert, um die Wärmespeicherkapazität des selbigen mit berücksichtigen zu können. Es wird hierfür von einer Anfangstemperatur von 12 °C ausgegangen. Für die Speicherkapazität wird ein Wert von 1840 kJ/m³K angenommen und die Leitfähigkeit wird mit 1,85 W/mK festgelegt.

4.1.2 Thermische Randbedingungen

Um eine möglichst genaue Abbildung des Temperaturverlaufs im Querschnitt zu ermöglichen, werden neben der Umgebungslufttemperatur und den Oberflächennachbehandlungsmaßnahmen, die Sonneneinstrahlung und der Niederschlag berücksichtigt.

Die Außenlufttemperatur wurde im Zuge der Aufzeichnungen in den Messquerschnitten 1 und 2 für den Zeitraum von 15.05.2001 bis 27.01.2002 erfasst. Bei den Messungen traten für kurze Zeitabschnitte, wie aus den Messprotokollen (siehe [MPA-Braunschweig, 2001a] und [MPA-Braunschweig, 2001b]) ersichtlich ist, Messausfälle auf. Für den Zeitraum, in dem keine Messungen durchgeführt wurden, wird die Temperaturkurve aus den Tageshöchst- und -niedrigstwerten der Wetterstation Boizenburg abgeleitet ([WetterOnline, 2012]).

Die Erwärmung durch die Sonneneinstrahlung wird über den Ansatz einer zusätzlichen Energieeintragsleistung in die Bauteiloberfläche berücksichtigt. Die Größenordnung der eingebrachten Energie wird über die Sonneneinstrahlungsintensität, welche abhängig von der Jahreszeit ist, und der Anzahl der Sonnenstunden am jeweiligen Tag berechnet (vgl. [Röhling, 2005, S. 73]). Für die Strahlungsintensität wird ein Tagesmittelwert verwendet. Unter Berücksichtigung des Absorptionskoeffizienten (vgl. [Rietschel und Raiss, 1968, S. 61 ff]) ergeben sich für $q_{J\text{Sommer}}$ und $q_{J\text{Winter}}$ Werte von 200 [W/m²] und 100 [W/m²].

An der Betonoberfläche bildet sich im Zuge von Regenereignissen ein Wasserfilm, wie am Extrembeispiel Ende Juli 2002 (Abb. 4.2) ersichtlich ist. Daher wird für die Berechnung der Verlauf der Regenereignisse und daraus folgend ein veränderter Wärmeübergangskoeffizient für die Oberfläche und eine

¹Da für diese Bauabschnitte keine Daten vorliegen, werden der Einbaubeginn und die Frischbetontemperatur auf Grundlage der vorhergehenden Bauabschnitte ermittelt.



Abbildung 4.2: Blick in den Grundlaufkanal aus südlicher Richtung: Der Wasserstand im Grundlaufkanal beträgt ca. 30 cm. [NBA-Hannover, 2002a]

gewisse Speicherwirkung der Wasserschicht, im Bezug auf die Sonneneinstrahlung, berücksichtigt. Die Regenereignisse wurden von der Wetterstation Boizenburg erfasst ([WetterOnline, 2012]).

Neben den zuvor beschriebenen äußeren Umwelteinflüssen haben die unterschiedlichen Arten der Oberflächennachbehandlung großen Einfluss auf die Wärmeentwicklung im Bauteil. In den Aufzeichnungen der Baufirma und der Bauaufsicht sind die Nachbehandlungsmaßnahmen dokumentiert (vgl. [QSI, 2002]).

Für die horizontalen Oberflächen des Randbetons wird von einer Abdeckung mit einer dünnen Folie oder einer Nachbehandlung mit Emcoril PFE ausgegangen und zusätzlich fand eine teilweise Berieselung statt.

Bei den vertikalen Bauteiloberflächen wird für eine Zeitdauer von mindestens 7 Tagen von einem Verbleib in der Schalung ausgegangen und danach von einer Nachbehandlung mit Emcoril PFE oder einer Abdeckung mit Folie.

Es wird ebenfalls ein Wärmeabfluss in das anstehende Erdreich angesetzt.

Der Wärmeübergang an Oberflächen setzt sich aus Konvektion und Strahlung zusammen und wird mit der Glg. 4.1 berechnet. In Tab. 4.2 sind die angesetzten äußeren Wärmeübergangskoeffizienten ersichtlich.

$$\alpha_a = \alpha_k + \alpha_s \quad (4.1)$$

([Röhling, 2005, S. 72])

α_a äußerer Wärmeübergangskoeffizient [$\text{W}/\text{m}^2\text{K}$]
 α_k Wärmeübergangskoeffizient Konvektion [$\text{W}/\text{m}^2\text{K}$]
 α_s Wärmeübergangskoeffizient Strahlung [$\text{W}/\text{m}^2\text{K}$]

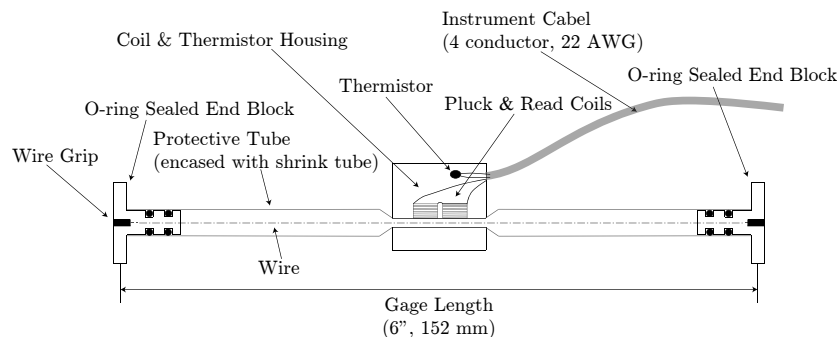
Tabelle 4.2: Wärmeübergangskoeffizienten der Kontaktflächen ([Röhling, 2005, S. 76] und [Kehlbeck, 1975])

Beschreibung	α [W/m ² K]
1 dünne Folie oder Emcoril PFE	19
2 dünne Folie oder Emcoril PFE + Berieselung	28
3 Folienabdeckung (0,5 mm)	8,5
4 nasse Oberfläche ohne Nachbehandlung	45
5 trockene Oberfläche	30
6 Holzschalung	4
7 Kontaktfläche Beton/Erdreich	9
8 Kontaktfläche Schlitzwand/Erdreich	10
9 Kontaktfläche Betonoberfläche/Wasserschicht	20

4.2 Beschreibung des Messprogramms

Zur Bestimmung von Temperatur und Dehnungen im Bauteil wurden im Zuge der Errichtung an mehreren Stellen im Querschnitt und in 2 verschiedenen Ebenen Messsysteme installiert. Ausgeführt wurde die Messung von der MPA Braunschweig im Auftrag der Bundesanstalt für Wasserbau.

Für die Messung wurden Dehnungsmessgeräte mit Schwingsaiten des Typs VCE-4200 der Firma Geokon verwendet (Abb. 4.3). Gemessen werden die Dehnungen über die Rückrechnung der Frequenzänderung einer Schwingsaite infolge der Längenänderung der Selbigen. Um Änderungen der Saitenlänge aufgrund der Temperatur kompensieren zu können, ist jedes Messgerät mit einem Temperatursensor ausgestattet. Durch die Rückrechnung über den Wärmeausdehnungskoeffizienten der Saite ergibt sich die Temperatur unbeeinflusste Dehnung (infolge als temperaturkompensierte Dehnung, TKD bezeichnet) des Querschnitts (vgl. [Geokon, 2012]).

**Abbildung 4.3:** Dehnungsmessgerät des Typs 4200 ([Geokon, 2012])

4.2.1 Lage der Messquerschnitte und Messebenen

Die beiden Messebenen wurden auf der Westseite der Schleuse in Lamelle 05 eingebaut. Ebene 01 liegt 10,0 m vom Lamellenanfang entfernt und Ebene 02 12,0 m. Damit liegen die Ebenen nahe an der Mittelebene der Schleuse. Die Messquerschnitte 3-5 liegen außerhalb des betrachteten Modellbereichs und werden daher nicht weiter betrachtet (Abb. 4.4).

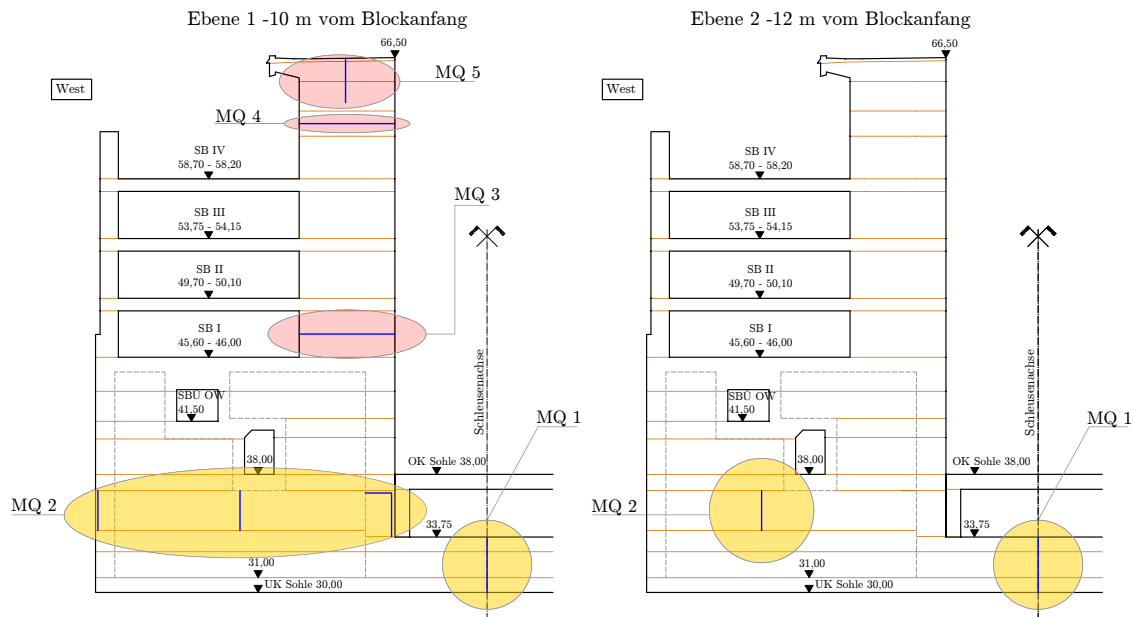


Abbildung 4.4: Lage der Messquerschnitte 1 und 2 in den beiden Messebenen (Die gelben Messquerschnitte wurden für die weitere Untersuchung herangezogen) ([BAW, 2001])

4.2.2 Anordnung der Messpunkte

Laut den Vorgaben des Messprogramms sollten alle Messpunkte im Abstand von 5 cm zu den jeweiligen Betonaußenkanten eingebaut werden. Aufgrund von unvorhersehbaren Randbedingungen, wurden diese aber in bestimmten Bereichen zum Teil mit erheblichen Abweichungen eingebaut, wie aus den Einbauberichten Messdaten MQ 1 und Messdaten MQ 2 ersichtlich ist ([MPA-Braunschweig, 2001a] und [MPA-Braunschweig, 2001b]) (Abb. 4.5).

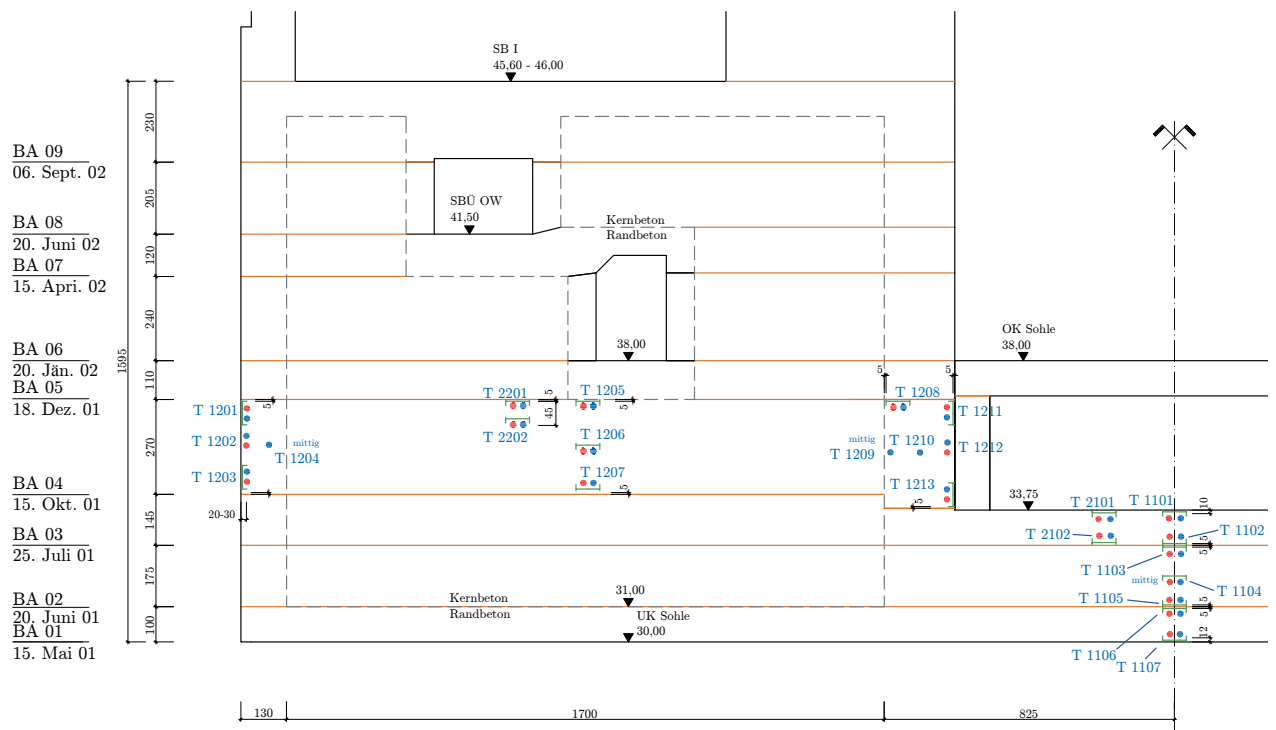


Abbildung 4.5: Geometrische Lage der Messpunkte in den Messebenen ([BAW, 2001])

4.2.3 Messergebnisse

Die Darstellung der Messergebnisse erfolgt für jeden Messquerschnitt gegliedert in Bauabschnitte anhand von einheitlichen Diagrammen für Temperatur- und Dehnungsverlauf. Alle Zeitangaben in den Diagrammen beziehen sich auf den Einbauzeitpunkt der ersten Schicht, am 15.05.2001 9:00 und werden ab diesem Zeitpunkt in Tagen angegeben. Exemplarisch sind die Messergebnisse des Bauabschnitts 01 im Messquerschnitt 1 dargestellt. Alle weiteren Messergebnisse befinden sich im Anhang A.

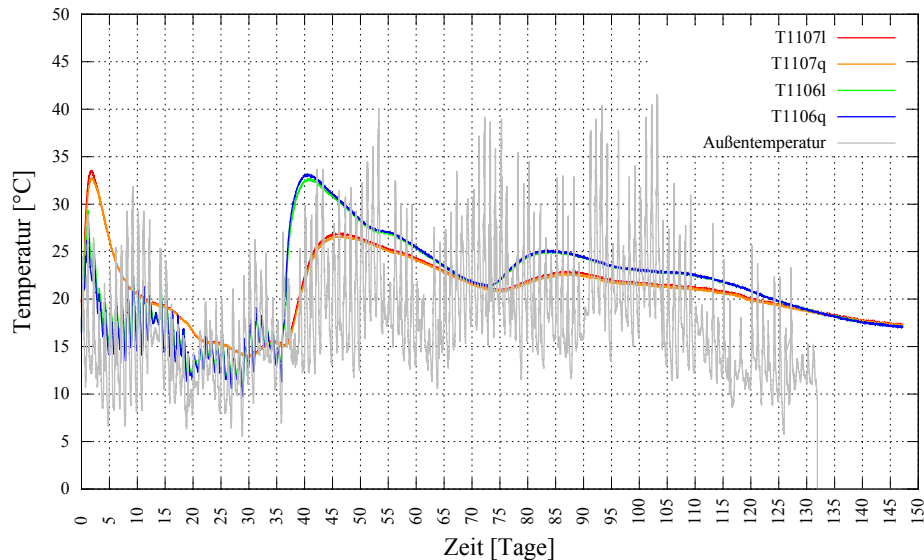


Abbildung 4.9: Temperaturentwicklungsdiagramm BA 01 im MQ 1 ([MPA-Braunschweig, 2001a])

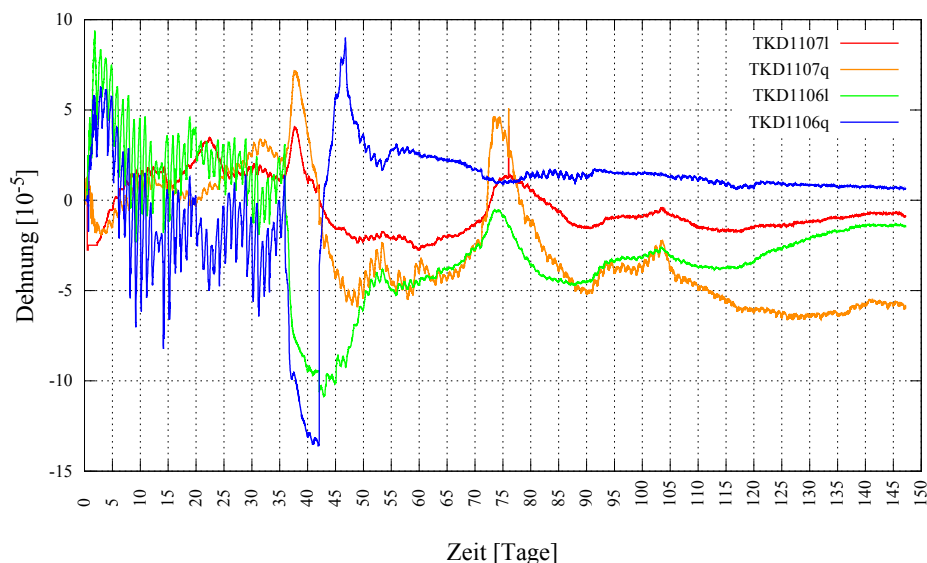


Abbildung 4.10: Dehnungsmessergebnisse BA 01 im MQ 1 ([MPA-Braunschweig, 2001a])

Wie aus den Messkurven und den Einbauberichten (siehe [MPA-Braunschweig, 2001a] und [MPA-Braunschweig, 2001b]) ersichtlich ist, traten zu mehreren Zeitpunkten Störungen der Messsysteme auf. Um die Messinformationen trotzdem nutzen zu können, wird eine plausible Bereinigung der Daten vorgenommen.

4.3 Beschreibung des Rissmonitorings

Nachdem es zu Rissbildung im Versorgungsgang (siehe Abb. 4.11) gekommen war, wurde eine Rissdokumentation durchgeführt, um den Zustand der Risse beurteilen zu können (vgl. [HMP, 2008]).

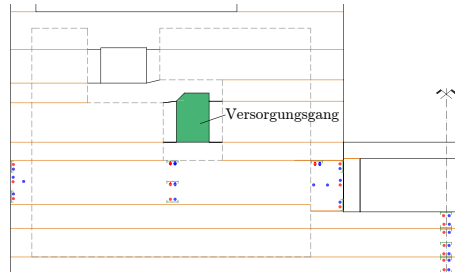


Abbildung 4.11: Lage des Versorgungsgangs im Querschnitt

Die Rissdokumentation wurde in zwei unterschiedlichen Detaillierungsgraden durchgeführt. Als Grundlage wurde eine Voraufnahme durch die ARGE in den Verbindungsgängen Ost und West durchgeführt, da dort die größte Häufung an Rissen auftrat (vgl. [HMP, 2008, Anlage 2]). Diese sind auch im vollen Schleusenbetrieb zugänglich. Eine Detaildokumentation wurde aufbauend darauf nur in Teilbereichen der Verbindungsgänge durch die QSI GmbH durchgeführt (vgl. [HMP, 2008, Anlage 4]). In Abb. 4.12 und Abb. 4.13 ist das Rissbild in Lamelle 1 dargestellt, dieses ist jedoch repräsentativ für den gesamten Versorgungsgang.

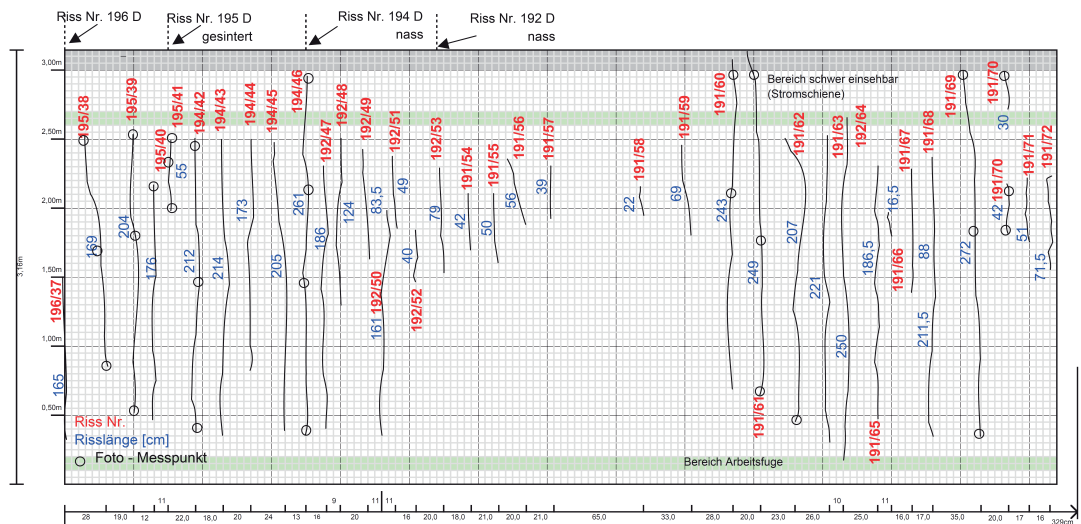


Abbildung 4.12: Rissdokumentation Lamelle 01 Ostwand 30.03, 02.04, 03.04.07 ([HMP, 2008, Anlage 4])

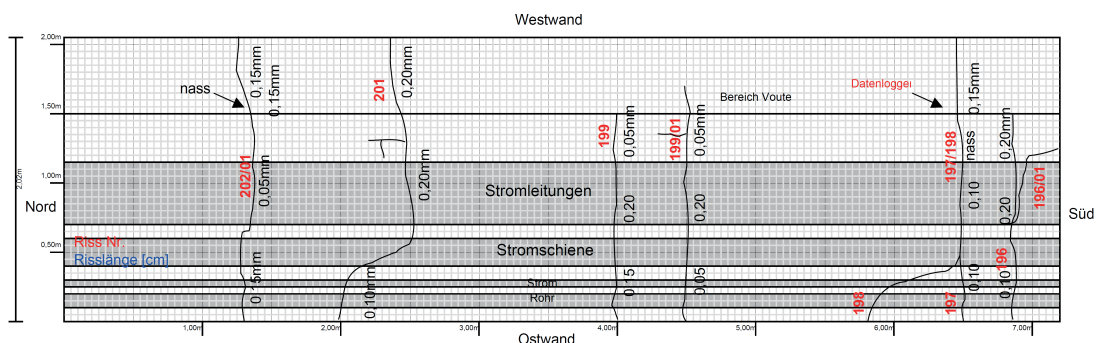


Abbildung 4.13: Rissdokumentation Lamelle 01 Decke 19.04.07 ([HMP, 2008, Anlage 4])

5 Beanspruchungsanalyse anhand der Messergebnisse

Für die folgende Beanspruchungsanalyse wurden die Messresultate (siehe Abschn. 4.2.3) herangezogen und zwei unterschiedliche Untersuchungen durchgeführt.

Zum Einen ist es über einen Vergleich der freien Dehnungen und der einwirkenden Temperaturdehnungen möglich, Aussagen über den Grad der Behinderung zu treffen. Außerdem findet eine Zerlegung der Dehnungen im Bauteil statt. Durch die Analyse der dadurch gewonnenen konstanten, linearen und nicht-linearen Dehnungsanteile können die Zwangsspannungszustände beurteilt werden.

Zum Anderen wurde das Risspotential, durch Vergleich von Zugfestigkeit und auftretender Spannung an gewählten Messpunkten, abgeschätzt.

5.1 Zerlegung und Vergleich der Dehnungen

Zur Analyse werden die freien Dehnungen und die Temperaturdehnungen gegenübergestellt. Die freien Dehnungen $\varepsilon_{\text{frei}}$ werden auf Grundlage der gemessenen behinderten Dehnungen $\varepsilon_{\text{mess}}$ und der Temperaturdehnungen ε_{T} berechnet. Die Temperaturdehnungen resultieren aus den gemessenen Temperaturverläufen (siehe [MPA-Braunschweig, 2001a] und [MPA-Braunschweig, 2001b]).

$$\varepsilon_{\text{frei}} = \varepsilon_{\text{T}} + \varepsilon_{\text{mess}} \tag{5.1}$$

$\varepsilon_{\text{frei}}$ freie Dehnung [-]
 $\varepsilon_{\text{mess}}$ gemessene, spannungswirksame Dehnung [-]
 ε_{T} Temperaturdehnungen [-]

$$\varepsilon_{\text{T}} = \alpha_{\text{T}} \cdot \Delta T \tag{5.2}$$

ε_{T} Temperaturdehnungen [-]
 α_{T} Ausdehnungskoeffizient [1/K]
 ΔT Temperaturdifferenz [K]

Die Dehnungsverteilung wird von dem Zeitpunkt an betrachtet, ab dem sich der Querschnitt überwiegend in der Auskühlung befindet. Erst hier tritt der Querschnitt in Wechselwirkung mit seiner Umgebung und Zwängungen sind die Folge. Die Betrachtung der Dehnungen erfolgt von diesem Zeitpunkt ausgehend in folgenden Abschnitten:

- rasche Auskühlung von ungefähr 70 % der Temperaturdifferenz zwischen Maximaltemperatur und Ausgleichstemperatur (Phase I)
- Anstreben der Ausgleichstemperatur (Phase II)
- Einfluss des Baufortschritts, Erwärmung (Phase IIIa)
- Einfluss des Baufortschritts, Abkühlung (Phase IIIb)

Die Zerlegung in konstanten, linearen und nicht-linearen Dehnungsanteil erfolgt wie in [Eierle und Schikora, 2000, S. 86] und [Tue et al., 2009, S. 143] beschrieben und ist in Abb. 5.1 dargestellt.

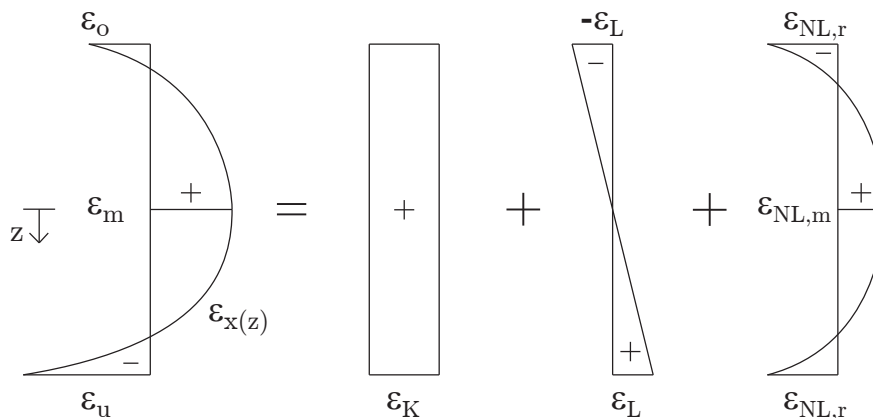


Abbildung 5.1: Zerlegung des Dehnungsverlaufs im Querschnitt ([Eierle und Schikora, 2000, S. 86])

$$\varepsilon_K = \frac{4 \cdot \varepsilon_m + \varepsilon_o + \varepsilon_u}{6} \quad \varepsilon_L = \frac{\varepsilon_u - \varepsilon_o}{2} \quad \varepsilon_{NL,r} = \frac{\varepsilon_o + \varepsilon_u - 2 \cdot \varepsilon_m}{3} \quad \varepsilon_{NL,m} = \frac{-\varepsilon_{NL,r}}{2} \quad (5.3)$$

([Eierle und Schikora, 2000, S. 86])

- ε_o Dehnung oben [-]
- ε_u Dehnung unten [-]
- ε_m Dehnung in Querschnittsmitte [-]
- ε_K konstanter Dehnungsanteil [-]
- ε_L linearer Dehnungsanteil [-]
- $\varepsilon_{NL,r}$ nicht-linearer Dehnungsanteil am Querschnittsrand [-]
- $\varepsilon_{NL,m}$ nicht-linearer Dehnungsanteil in Querschnittsmitte [-]

5.1.1 Messquerschnitt 1

Im Messquerschnitt 1 werden die Messpunkte 1103, 1104, 1105 im Bauabschnitt 02 betrachtet. In Abb. 5.2 sind die Temperatur- und Dehnungsverläufe der Messpunkte, sowie der über die Höhe gemittelte Wert (T_K , ϵ_K) dargestellt. Der Bauabschnitt 04 weist eine Dicke von 1,75 m auf und der nachfolgende Bauabschnitt 05 eine Dicke von 1,00 m.

Bauabschnitt 02

Einbaubeginn
36d + 2h (20.06.2001 11:00)

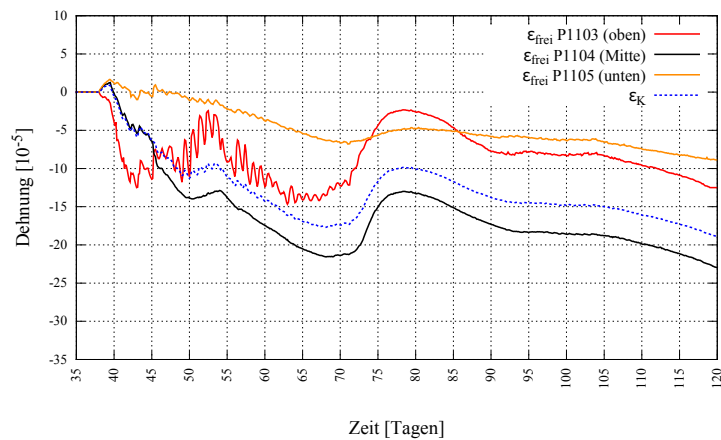
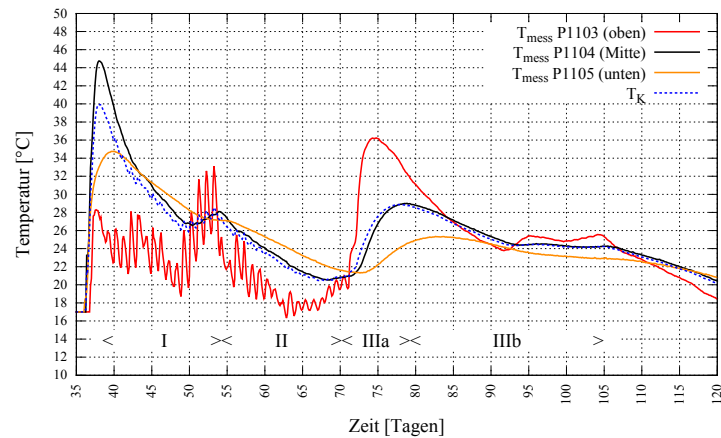
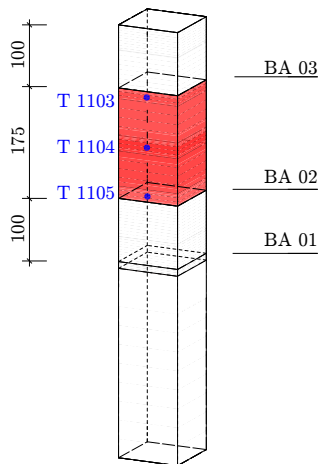


Abbildung 5.2: BA 02 / Dehnungs- und Temperaturverlauf, Tag 35 bis 120

Durch die Auswertung der Dehnungsänderung in jedem der vier Zeitabschnitte und die grafische Darstellung über die Querschnittshöhe, ergeben sich die vier Dehnungsprofile in Abb. 5.3.

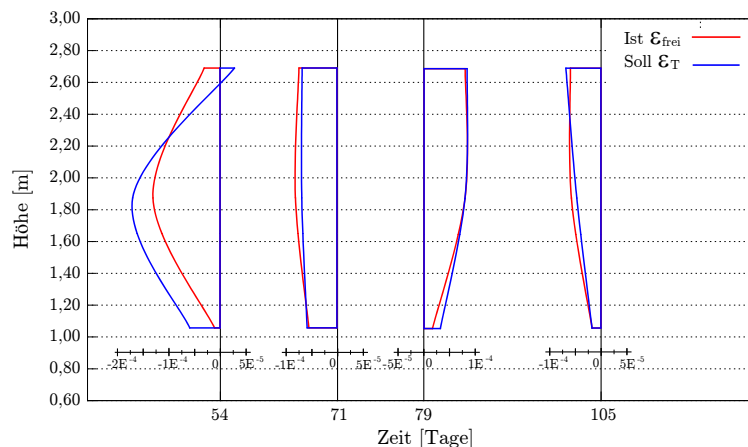


Abbildung 5.3: BA 02 / Abschnittsweise Dehnungsänderung ϵ_{frei} , ϵ_T

In Abb. 5.4 bis Abb. 5.7 sind die Dehnungsanteile von freier Dehnung und Temperaturdehnung für jeden Zeitabschnitt dargestellt.

Phase I

Zeitabschnitt
38d bis 54d

Ist $\varepsilon_{\text{frei}}$ ——— (rot)
Soll ε_{T} ——— (blau)

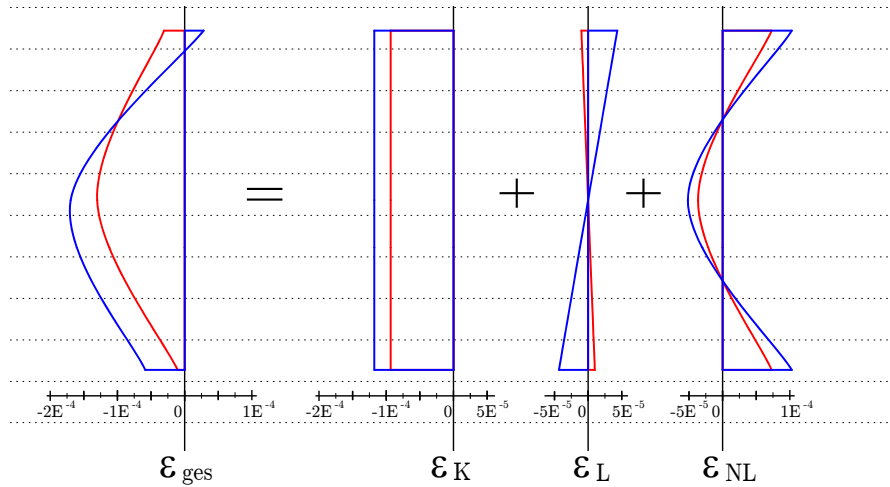


Abbildung 5.4: BA 02 / Dehnungsanteile $\varepsilon_{\text{frei}}$, ε_{T} 38d bis 54d

Wie aus Abb. 5.4 zu erkennen ist, sind die freien konstanten und nicht-linearen Dehnungen nur geringfügig kleiner als die Temperaturdehnungen. Der lineare Dehnungsanteil der freien Dehnungen ist jedoch größer als der temperaturbedingte Anteil, was auf eine äußere Verformungseinwirkung schließen lässt.

Phase II

Zeitabschnitt
54d bis 71d

Ist $\varepsilon_{\text{frei}}$ ——— (rot)
Soll ε_{T} ——— (blau)

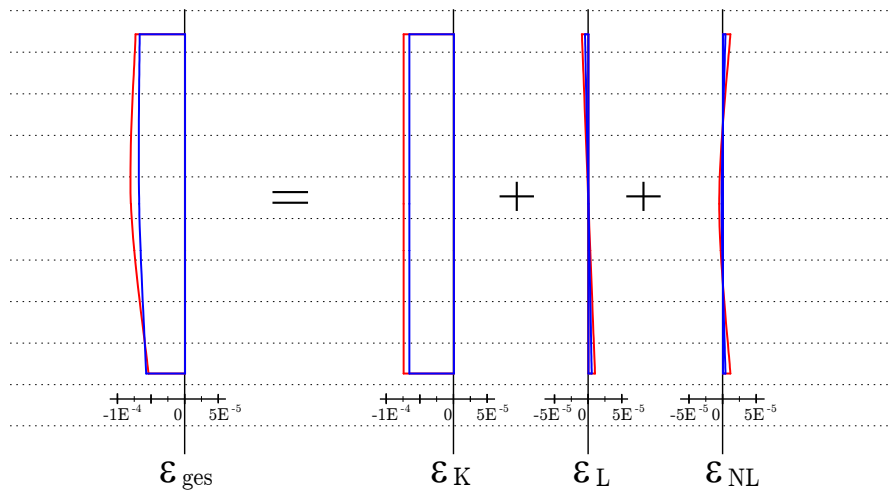
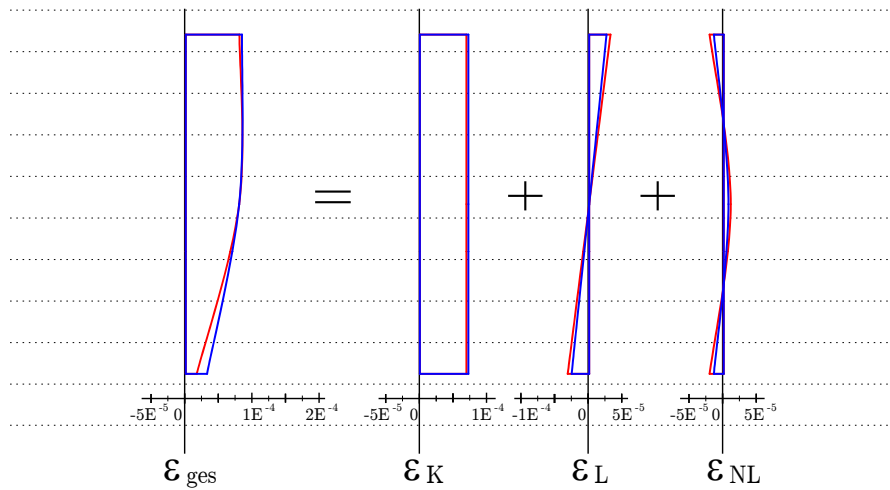


Abbildung 5.5: BA 02 / Dehnungsanteile $\varepsilon_{\text{frei}}$, ε_{T} 54d bis 71d

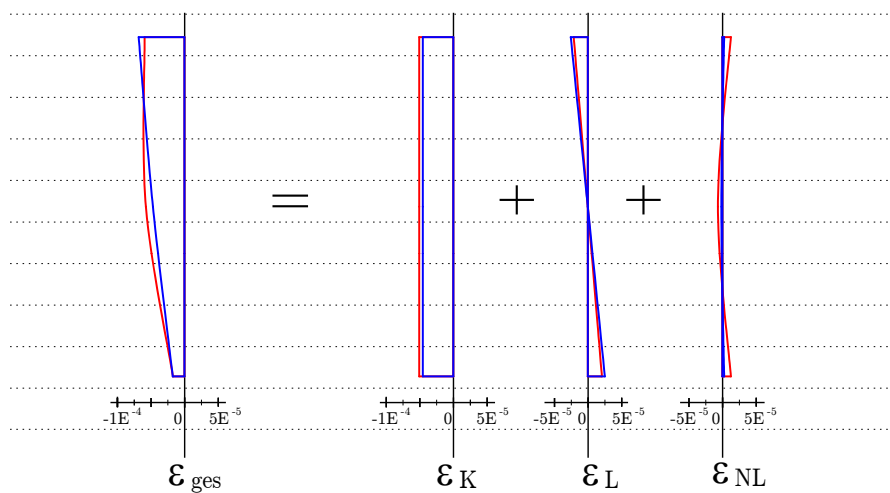
In Phase II entsprechen die konstanten freien Dehnungen nahezu den Temperaturdehnungen. Die linearen und nicht-linearen Dehnungsanteile sind sehr gering (siehe Abb. 5.5).

Phase IIIa

Zeitabschnitt
71d bis 79dIst $\varepsilon_{\text{frei}}$ — (red line)
Soll ε_{T} — (blue line)Abbildung 5.6: BA 02 / Dehnungsanteile $\varepsilon_{\text{frei}}$, ε_{T} 71d bis 79d

Die erneute Erwärmung führt zu einem konstanten, linearen und nicht-linearen Dehnungsanteil. Diese werden jedoch kaum behindert und können sich im Querschnitt frei einstellen, wie aus Abb. 5.6 erkennbar ist.

Phase IIIb

Zeitabschnitt
79d bis 105dIst $\varepsilon_{\text{frei}}$ — (red line)
Soll ε_{T} — (blue line)Abbildung 5.7: BA 02 / Dehnungsanteile $\varepsilon_{\text{frei}}$, ε_{T} 79d bis 105d

Die Abkühlung führt zu einem Dehnungsprofil entgegengesetzt dem der Erwärmungsphase (siehe Abb. 5.7). Auch hier sind die freien Dehnungen in etwa gleich groß wie die Temperaturdehnungen.

5.1.2 Messquerschnitt 2

Im Messquerschnitt 2 werden die Messpunkte 1205, 1206, 1207 im Bauabschnitt 04 betrachtet. In Abb. 5.8 sind die Temperatur- und Dehnungsverläufe der Messpunkte sowie der über die Höhe gemittelte Wert (T_K , ϵ_K) dargestellt. Der Bauabschnitt 04 weist eine Dicke von 2,70 m auf und der nachfolgende Bauabschnitt 05 eine Dicke von 1,10 m.

Bauabschnitt 04

Einbaubeginn
153d + 3h (15.10.2001 12:00)

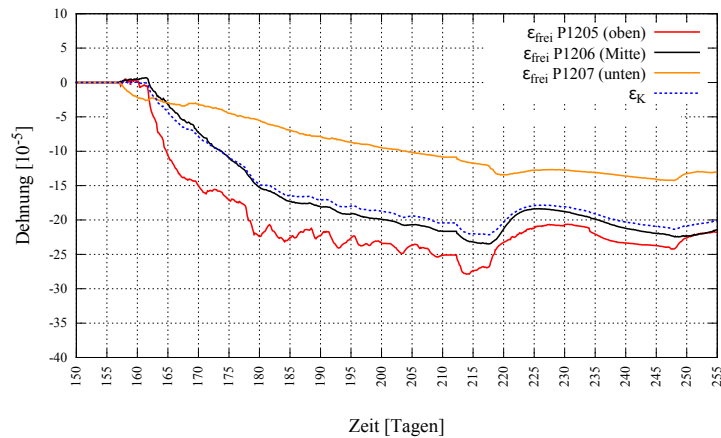
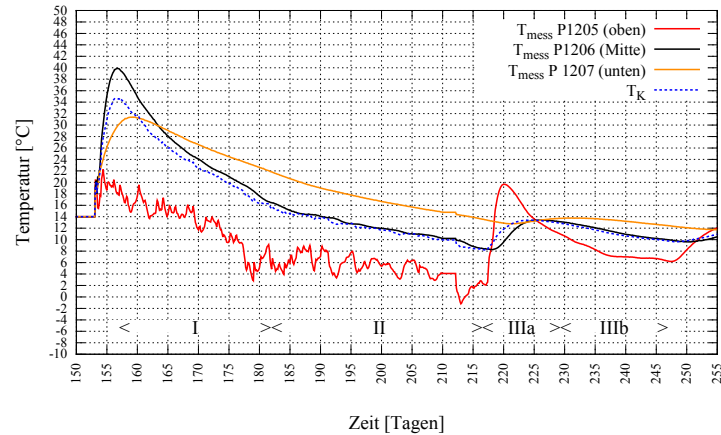
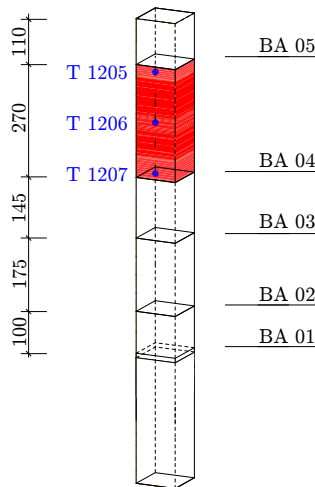


Abbildung 5.8: BA 04 / Dehnungs- und Temperaturverlauf, Tag 150 bis 255

Durch die Auswertung der Dehnungsänderung in jedem der vier Zeitabschnitte und die grafische Darstellung über die Querschnittshöhe, ergeben sich die vier Dehnungsprofile (Abb. 5.9).

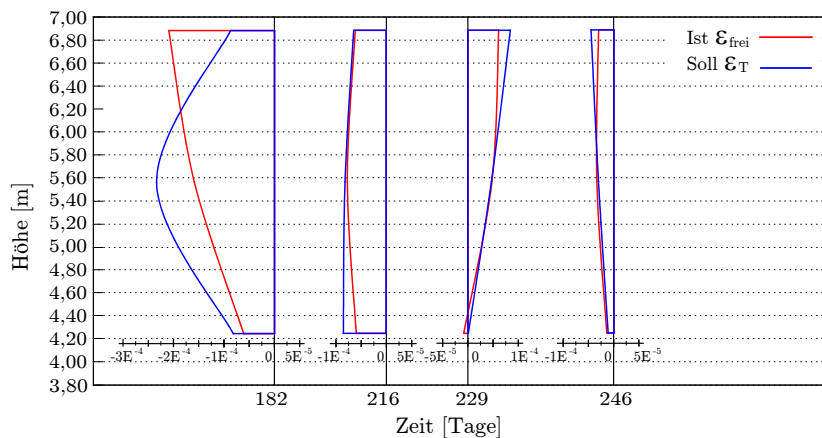


Abbildung 5.9: BA 04 / Abschnittswise Dehnungsänderung ϵ_{frei} , ϵ_T

In Abb. 5.10 bis Abb. 5.13 sind die Dehnungsanteile von freier Dehnung und Temperaturdehnung für jeden Zeitabschnitt dargestellt.

Phase I

Zeitabschnitt
157d bis 182d

Ist $\varepsilon_{\text{frei}}$ — (rot)
Soll ε_{T} — (blau)

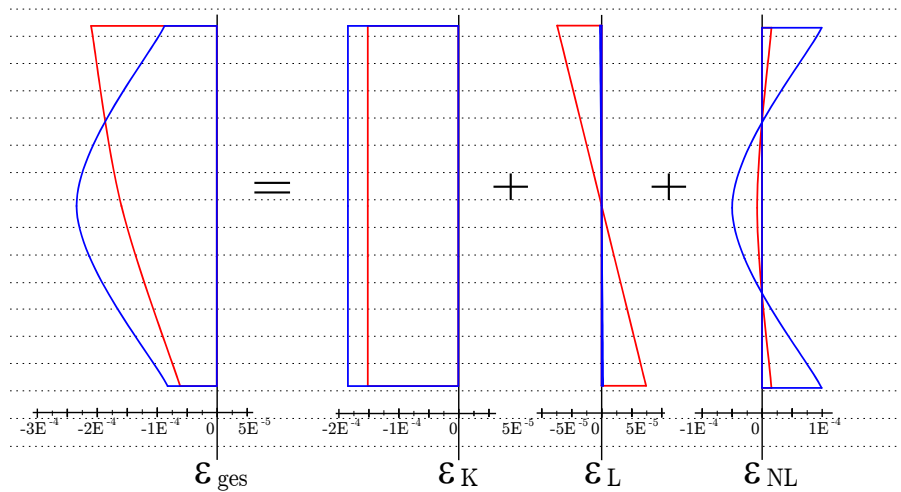


Abbildung 5.10: BA 04 / Dehnungsanteile $\varepsilon_{\text{frei}}$, ε_{T} 157d bis 182d

Wie aus Abb. 5.10 zu erkennen ist, sind die freien konstanten Dehnungen teilweise behindert. Der nicht-lineare Anteil ist aufgrund der großen Bauabschnittsdicke ausgeprägter und auch stärker behindert. Der lineare Dehnungsanteil der freien Dehnungen ist größer als der temperaturbedingte Anteil, was auf eine äußere Verformungseinwirkung schließen lässt.

Phase II

Zeitabschnitt
182d bis 216d

Ist $\varepsilon_{\text{frei}}$ — (rot)
Soll ε_{T} — (blau)

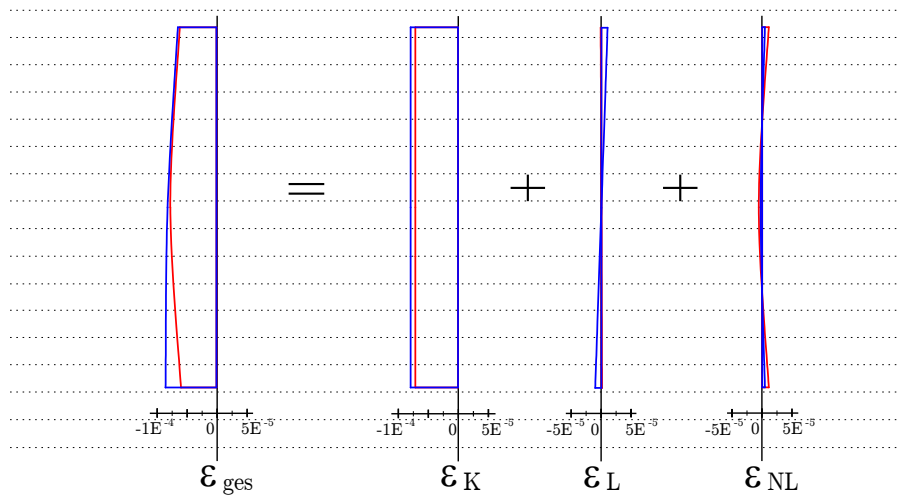
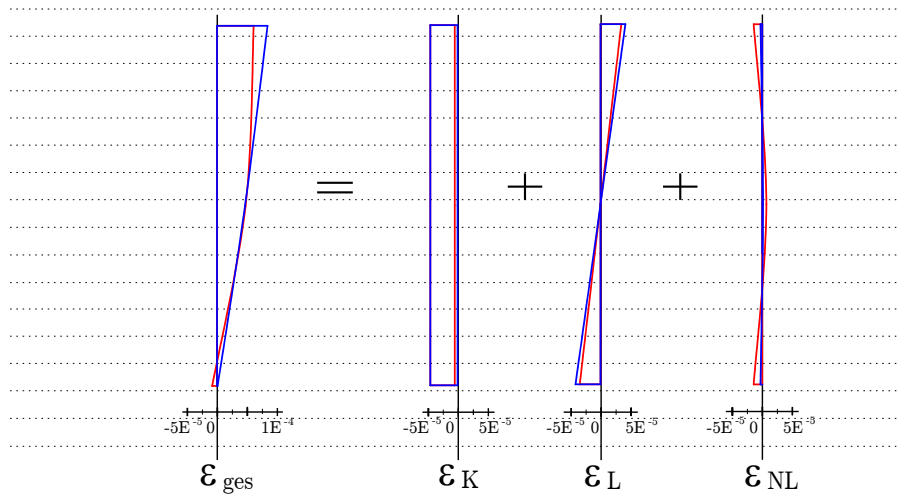
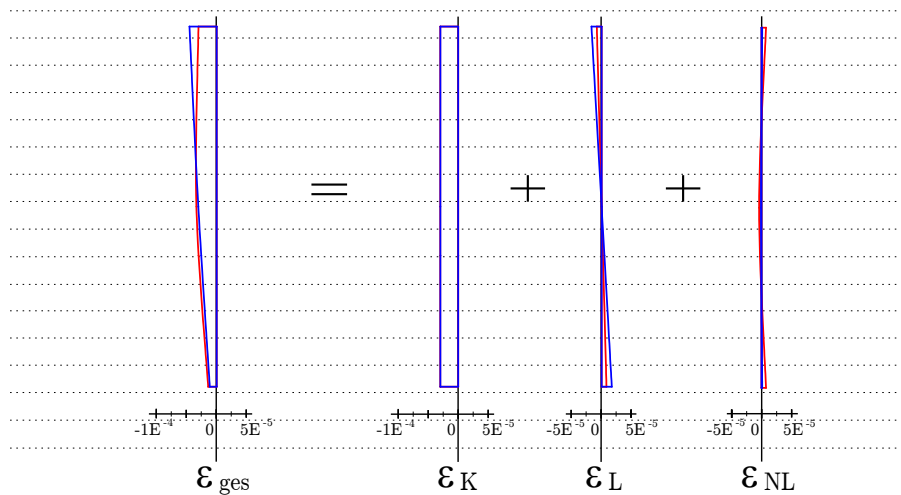


Abbildung 5.11: BA 04 / Dehnungsanteile $\varepsilon_{\text{frei}}$, ε_{T} 182d bis 216d

In Phase II entsprechen die konstanten freien Dehnungen nahezu den Temperaturdehnungen. Die linearen und nicht-linearen Dehnungsanteile sind sehr gering (siehe Abb. 5.11).

Phase IIIaZeitabschnitt
216d bis 229dIst $\varepsilon_{\text{frei}}$ — (red line)
Soll ε_{T} — (blue line)**Abbildung 5.12:** BA 04 / Dehnungsanteile $\varepsilon_{\text{frei}}$, ε_{T} 216d bis 229d

Die erneute Erwärmung führt zu einem konstanten, linearen und nicht-linearen Dehnungsanteil. Diese werden jedoch kaum behindert und können sich im Querschnitt frei einstellen, wie aus Abb. 5.12 erkennbar ist.

Phase IIIbZeitabschnitt
229d bis 246dIst $\varepsilon_{\text{frei}}$ — (red line)
Soll ε_{T} — (blue line)**Abbildung 5.13:** BA 04 / Dehnungsanteile $\varepsilon_{\text{frei}}$, ε_{T} 229d bis 246d

Die Abkühlung führt zu einem Dehnungsprofil entgegengesetzt dem der Erwärmungsphase (siehe Abb. 5.13). Auch hier sind die freien Dehnungen in etwa gleich groß wie die Temperaturdehnungen.

5.2 Beurteilung der Spannungszustände in den Dehnungsmesspunkten

Für die Beurteilung der Spannungszustände wird auf Grundlage der gemessenen Temperaturentwicklung im Querschnitt, den gemessenen Dehnungen des Monitoringsystems und der Zugfestigkeit des Betons ein sogenanntes Risspotential berechnet. Die Beurteilung des Risspotentials erfolgt auf Messdatenbasis und ist deshalb lokal auf die Messpunkte beschränkt.

Mit Hilfe der Schwingsaitendehnungsmesser werden die behinderten Dehnungen gemessen, wie in Abschn. 4.2 beschrieben. Diese stellen die spannungswirksamen Dehnungen des Systems dar.

Zur Spannungsermittlung erfolgt eine Umrechnung der Dehnungen unter Berücksichtigung des sich ändernden Elastizitätsmoduls (Abschn. 3.4). Damit wird berücksichtigt, dass erst ab dem Erreichen des kritischen Hydratationsgrades α_0 (Glg. 3.17) eine Festigkeits- und Spannungsentwicklung stattfindet.

$$\sigma_R = \varepsilon_{\text{mess}} \cdot E_{\text{ct}}(\alpha) \quad (5.4)$$

σ_R Spannung infolge Zwang [N/mm^2]
 $\varepsilon_{\text{mess}}$ gemessene, spannungswirksame Dehnung [-]
 $E_{\text{ct}}(\alpha)$ Elastizitätsmodul abhängig von α [N/mm^2]

Die Entwicklung der Zugfestigkeit wird ebenfalls abhängig vom Erhärtungsfortschritt bestimmt (siehe Abschn. 3.4). Durch den Vergleich mit den auftretenden Spannungen ergeben sich für die einzelnen Bauabschnitte, beziehungsweise Messpunktgruppen, folgende Risspotentiale (Abb. 5.14 ff).

Bauabschnitt 01

Einbaubeginn
 0d + 0h (15.05.2001 9:00)

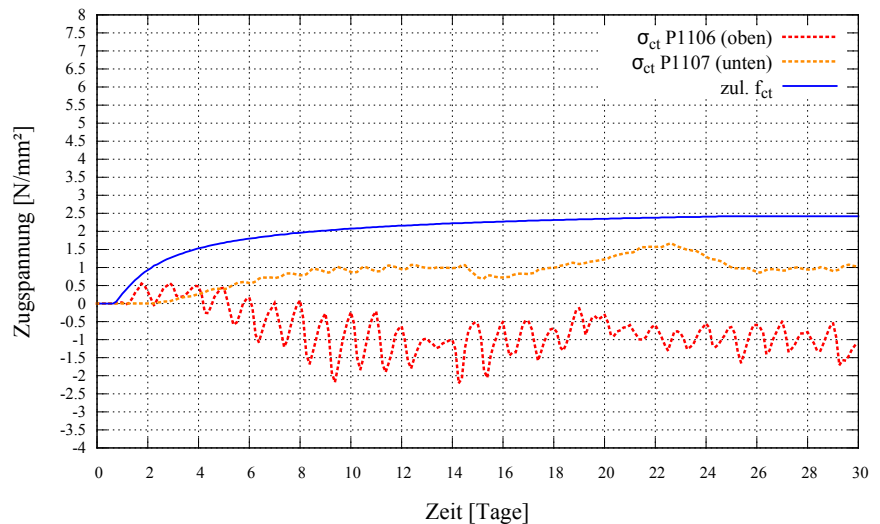
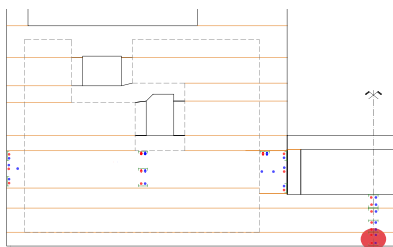


Abbildung 5.14: Bauabschnitt 01, σ_{ct} , f_{ct}

Bauabschnitt 02

Einbaubeginn
36d + 2h (20.06.2001 11:00)

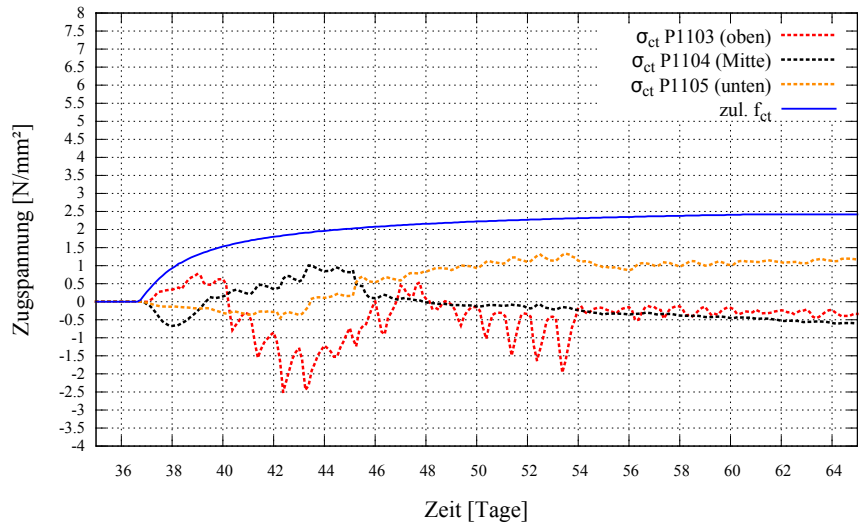
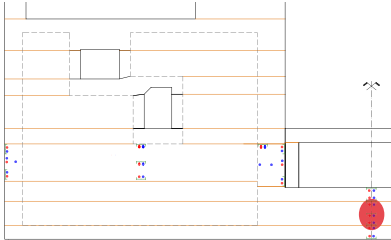


Abbildung 5.15: Bauabschnitt 02, σ_{ct} , f_{ct}

Bauabschnitt 03

Einbaubeginn
71d + 9h (25.07.2001 18:00)

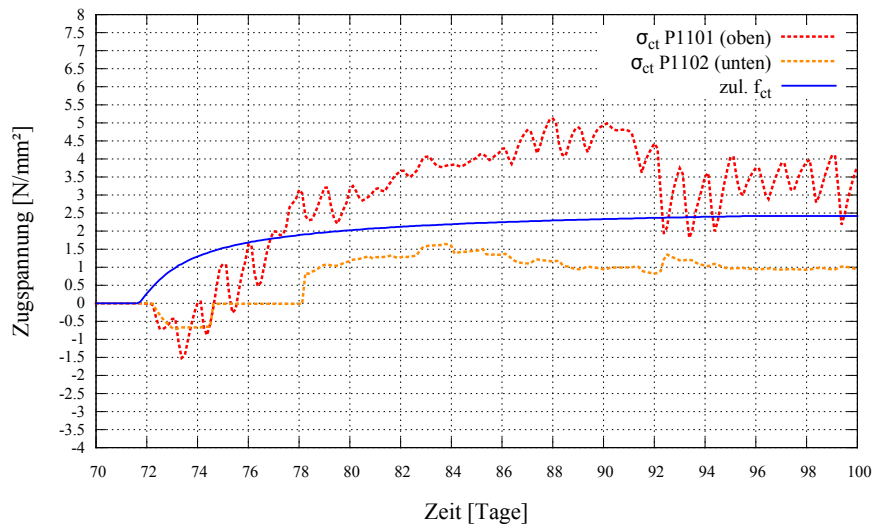
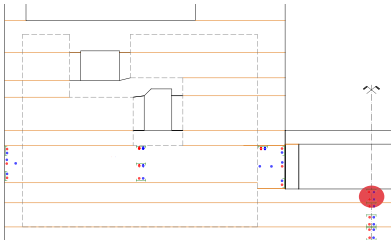


Abbildung 5.16: Bauabschnitt 03, σ_{ct} , f_{ct}

Bauabschnitt 04

Einbaubeginn
153d + 3h (15.10.2001 12:00)

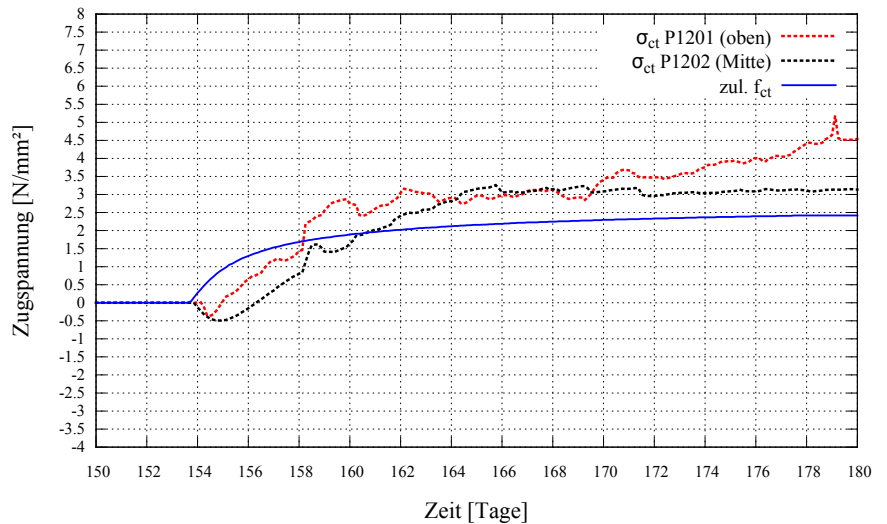
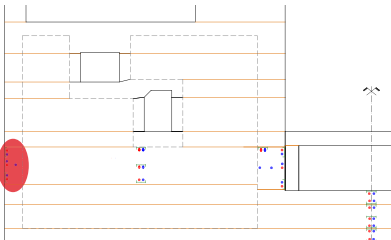


Abbildung 5.17: Bauabschnitt 04 außenseitig, σ_{ct} , f_{ct}

Bauabschnitt 04

Einbaubeginn
153d + 3h (15.10.2001 12:00)

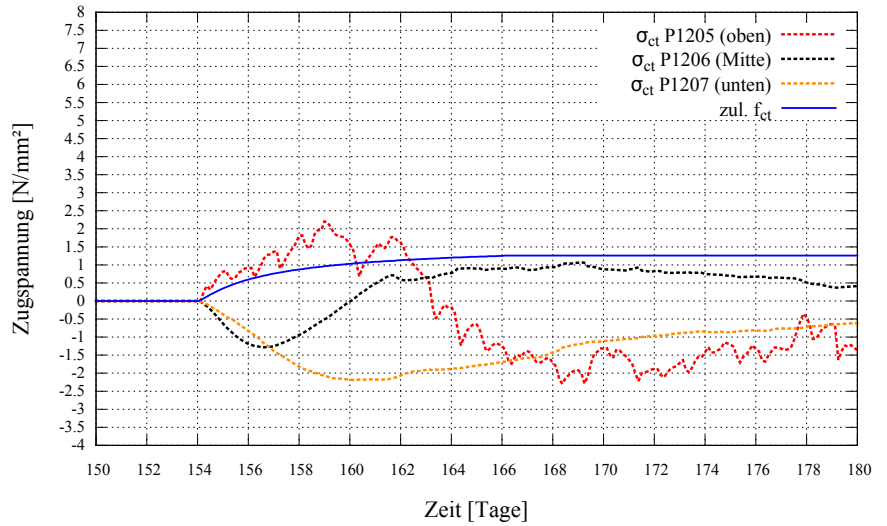
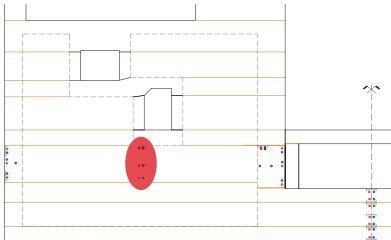


Abbildung 5.18: Bauabschnitt 04 mittig, σ_{ct} , f_{ct}

Bauabschnitt 04

Einbaubeginn
153d + 3h (15.10.2001 12:00)

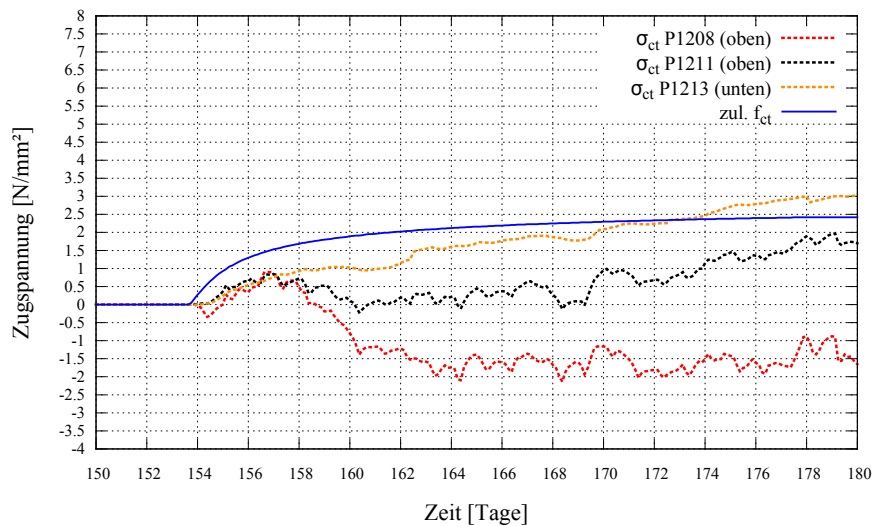
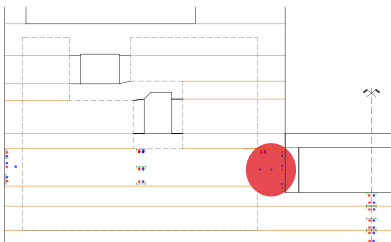


Abbildung 5.19: Bauabschnitt 04 kammerseitig, σ_{ct} , f_{ct}

Bauabschnitt 04

Einbaubeginn
153d + 3h (15.10.2001 12:00)

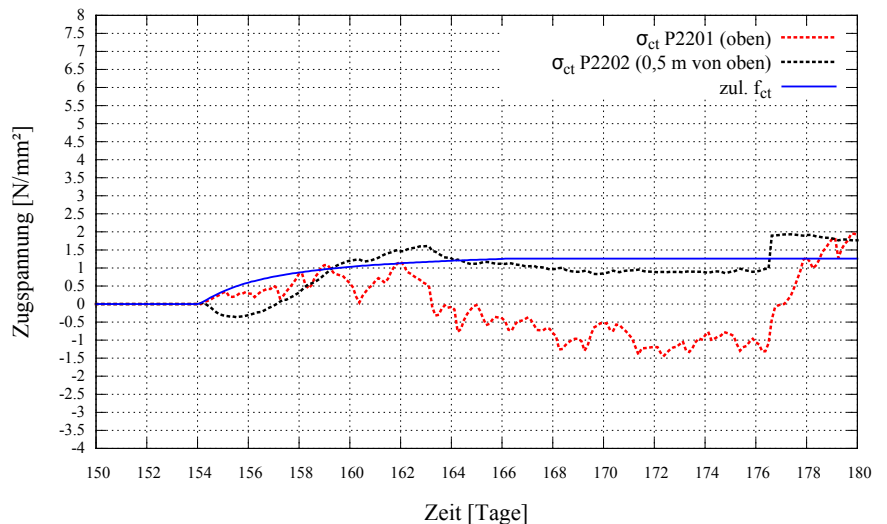
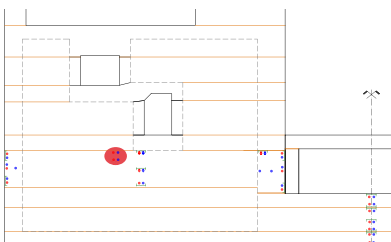


Abbildung 5.20: Bauabschnitt 04 mittig, σ_{ct} , f_{ct}

Diese Auswertung zeigt, dass im Schleusenquerschnitt Bereiche vorhanden sind, in denen die Zugfestigkeit mindestens punktuell überschritten wird. Zusammenfassend wird in Abb. 5.21 die Auswertung des Risspotentials grafisch dargestellt. Die Bereiche mit großem Risspotential sind rot eingefärbt.

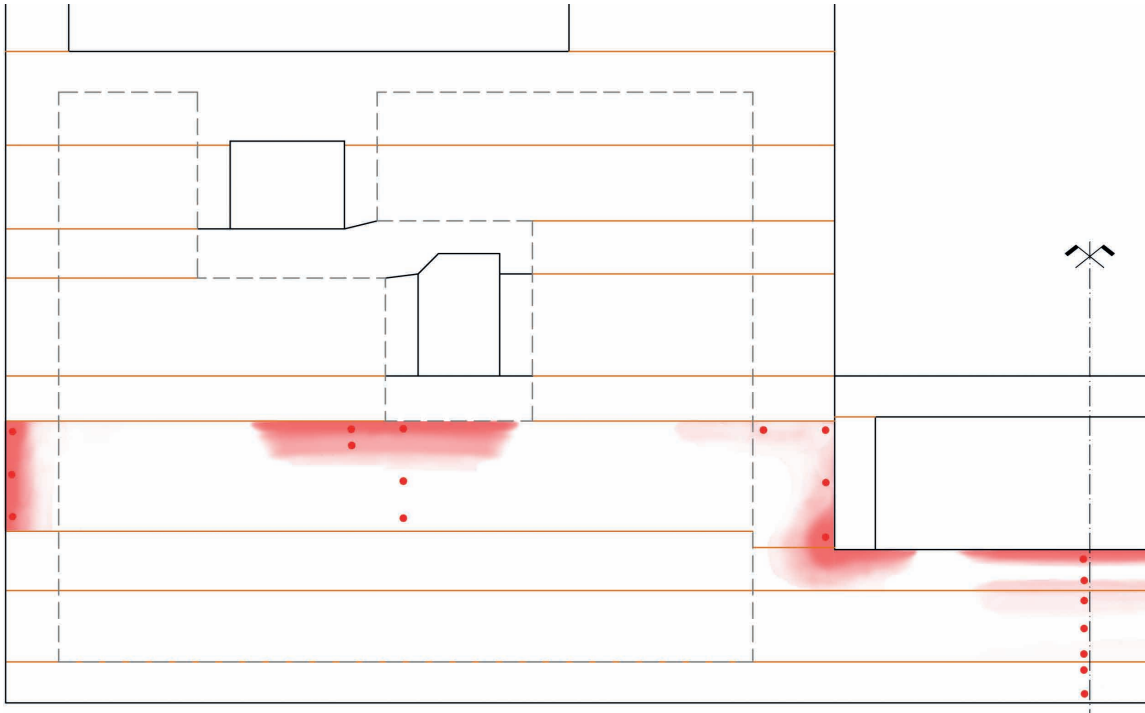


Abbildung 5.21: Bereiche mit verstärkter Rissbildung (auf Basis der Risspotentialberechnung)

Dieses Ergebnis ermöglicht eine punktuelle Beurteilung der Spannungszustände. Für eine Bewertung der Spannungszustände im gesamten Querschnitt ist die Information aus den Messergebnissen zu gering. Daher wird nachfolgend eine numerische Berechnung durchgeführt.

6 Numerische Untersuchungen

6.1 2D - Modell

Um Kenntnis über das Temperaturfeld im Schleusenquerschnitt zu erlangen, wurde ein 2D-Modell erzeugt. Da beinahe kein Wärmefluss in Schleusenlängsrichtung stattfindet (gültig für die hier untersuchte Symmetrieebene einer Lamelle), ist dies zulässig und reduziert den Rechenaufwand immens.

Für die realitätsnahe Nachrechnung der Temperaturen ist eine Verifikation des Berechnungsmodells anhand gemessener Temperaturverläufe erforderlich. Es erfolgt eine schrittweise Erweiterung von der Modellierung eines Detailausschnitts hin zu einem Scheibenmodell des gesamten Kammerwandquerschnitts.

6.1.1 Berechnungsmodell

Die Modellierung erfolgt mit Hilfe der Finite-Elemente-Software Sofistik Version 2012.

Unter Ausnutzung der Symmetrie wurde nur die westliche Hälfte der Schleuse abgebildet. Das Modell umfasst die Bauabschnitte 01 - 09 und berücksichtigt daher den Herstellungszeitraum vom Mai 2001 bis Oktober 2002. Sinnvolle Vereinfachungen der Geometrie wurden durchgeführt.

Das Berechnungsmodell berücksichtigt die in Abschn. 4.1 beschriebenen Einflussgrößen im Herstellungszeitraum. Das heißt, die Elemente werden dem Baufortschritt entsprechend aktiviert und die thermischen Randbedingungen werden angesetzt.

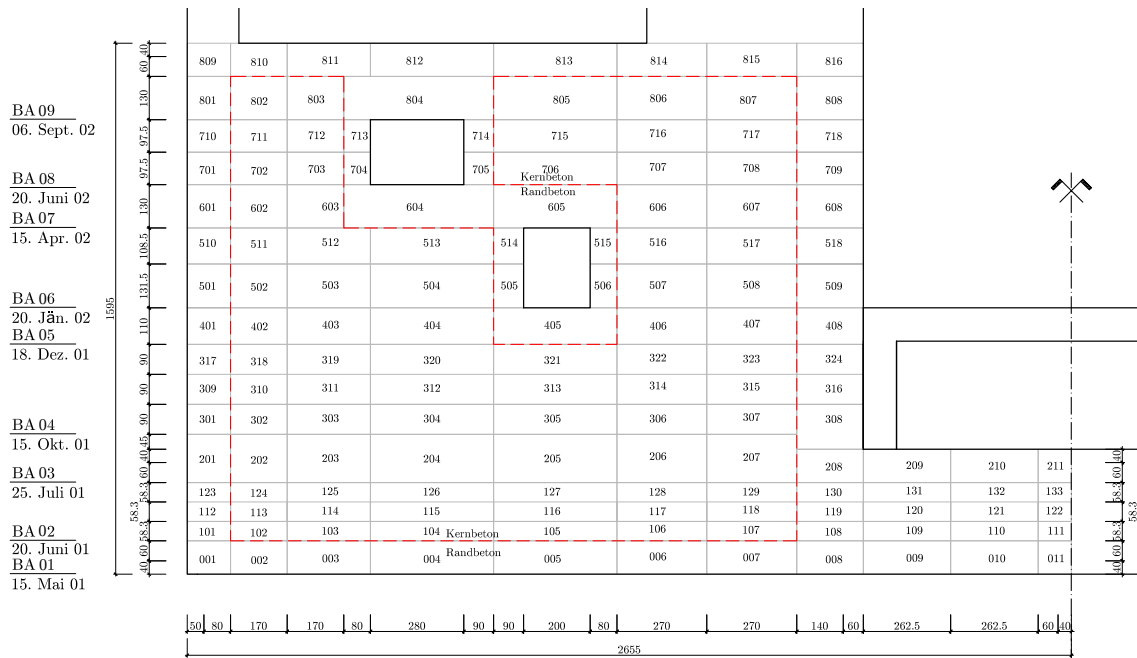


Abbildung 6.1: Gruppeneinteilung im Scheibenmodell

Die in Abb. 6.1 dargestellte Gruppenteilung wird aus den Zonen mit unterschiedlichen Betonsorten und dem schichtweisen Betoneinbau abgeleitet. Ein Bauabschnitt wurde dabei aufgrund der langen Betonierzeiten (Tab. 4.1) in bis zu drei Schichten unterteilt. Außerdem wurden Elemente mit ähnlicher, zeitlicher Entwicklung der Materialeigenschaften zusammengefasst.

6.1.1.1 Ortsdiskretisierung

Für eine möglichst genaue Nachrechnung der Temperaturverläufe ist in den Bereichen großer Temperaturgradienten eine hohe Netzfeinheit notwendig. Dies trifft im Speziellen auf die Randzonen zu. Um die Messpunkte geometrisch möglichst exakt platzieren zu können, muss die Netzfeinheit in diesen Bereichen ebenfalls sehr fein sein (Abb. 6.2).

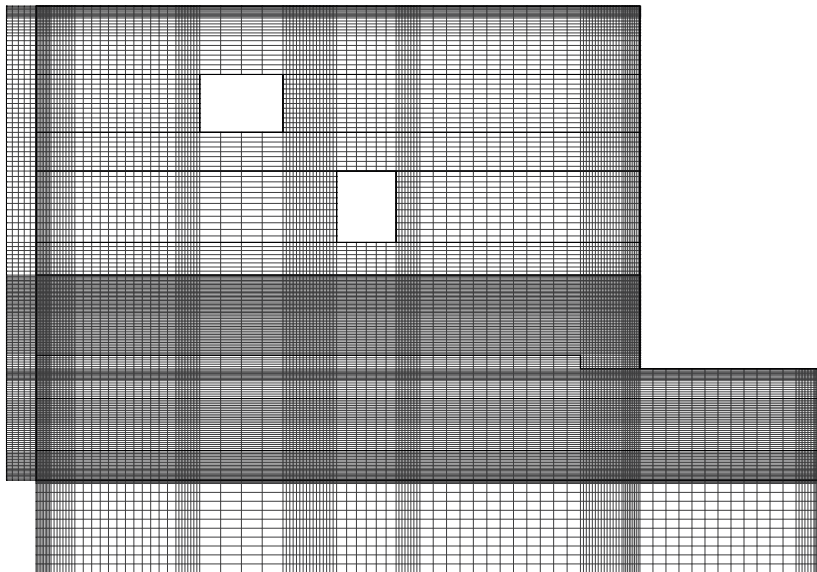


Abbildung 6.2: Finite-Elemente-Netz des Scheibenmodells

6.1.1.2 Zeitdiskretisierung

Da viele Eingangsgrößen der Berechnung einer zeitlichen Veränderung unterliegen, ist eine schrittweise Berechnung erforderlich.

Die Berechnung erlaubt je Zeitschritt nur konstante Eingangsgrößen. Um der kontinuierlichen Veränderung der zeitabhängigen Parameter gerecht zu werden, muss die Schrittweite entsprechend gewählt werden.

Hinsichtlich der Materialeigenschaften ist der Hydratationsverlauf das maßgebende Kriterium. Bei schnell voranschreitender Hydratation ist eine kleine Schrittweite erforderlich. Zu späteren Zeitpunkten wäre es, im Hinblick auf den Rechenaufwand, möglich diese zu vergrößern.

Auch die thermischen Randbedingungen sind einer starken zeitlichen Veränderung unterworfen und dies wird besonders am Tagesgang der Außenlufttemperatur deutlich. Wird die Schrittweite nicht ausreichend klein gewählt, kann die tageszeitliche Schwankung nur unzureichend erfasst werden. Da dies großen Einfluss auf die Abbildung der Betontemperatur in randnahen Zonen hat, wurde darauf besonderes Augenmerk gelegt und in Abb. 6.3 die in die Berechnung eingehenden Außenlufttemperaturverläufe bei unterschiedlichen Schrittweiten verglichen. Aus diesem Grund wird für die weitere Berechnung mit einer geringen Schrittweite von 1,0 Stunden gerechnet und die damit vergrößerte Berechnungszeit akzeptiert.

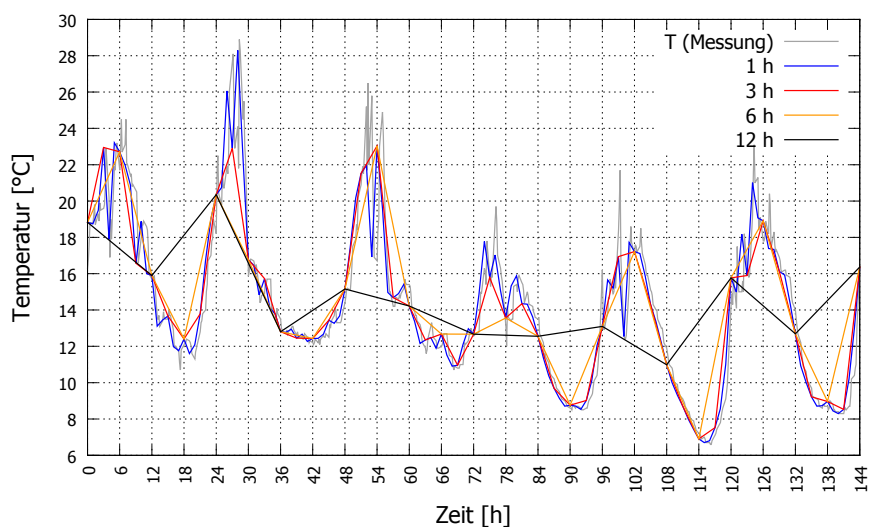


Abbildung 6.3: Vergleich der in die Berechnung eingehenden Temperaturverläufe abhängig von den gewählten Schrittweiten (1, 3, 6, 12 Stunden)

Mit 27.01.2002 endet die Aufzeichnung des Tagesgangs der Außenlufttemperatur. Ab diesem Zeitpunkt werden Tageshöchst- und -niedrigstwerte aus der Wetterdatenbank [WetterOnline, 2012] herangezogen. Die Schrittweite der Berechnung wird in jedem Bauabschnitt fünf Tage nach Einbau erst auf 3 Stunden und in weiterer Folge auf 6 Stunden angehoben. Dies betrifft die BA 07 bis BA 09.

6.1.2 Verifikation des Berechnungsmodells anhand der Temperaturegebnisse im Detailausschnitt

In einem ersten Schritt werden nur Detailausschnitte des Scheibenmodells abgebildet, wodurch eine feinere Modellierung und eine genauere Berücksichtigung der Randbedingungen möglich ist. Für die Detailausschnitte wurden die in Abb. 6.4 eingefärbten Bereiche, in Folge als Wandfuß- und Sohlenmodell bezeichnet, gewählt.

Die isolierte Betrachtung der Detailbereiche ist möglich, da seitlich an diese nur Beton mit gleichem Temperaturniveau angrenzt und daher kein Wärmefluss stattfindet (Symmetrie).

Diese Ausschnitte umfassen sowohl Zonen mit Kernbetonrezeptur als auch mit Randbetonrezeptur. Damit können auch die Materialansätze aus Abschn. 3.1.3 überprüft werden.

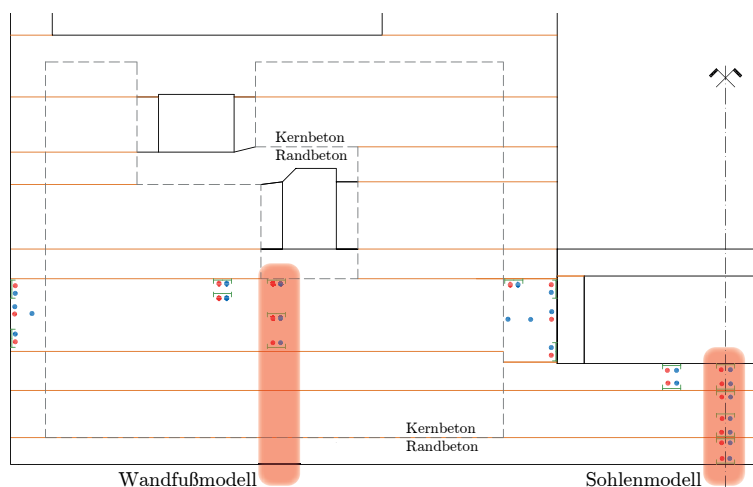


Abbildung 6.4: Lage der Detailausschnitte (Wandfußmodell, Sohlenmodell) im Querschnitt

Die Betonrezepturen wurden, wie in Abschn. 4.1.1 beschrieben, während der Bauzeit verändert. Die Parameter der Modellansätze sind daher nicht die gleichen wie anhand des Probewürfels ermittelt. Die in weiterer Folge verwendeten Modellparameter sind der Tab. 6.1 zu entnehmen.

Tabelle 6.1: Betoneigenschaften und Parameter der Entwicklungsfunktion II

	Randbeton	Kernbeton
Wärmeleitfähigkeit λ_0	3,80	3,80
Wärmeleitfähigkeit λ_R	3,15	3,45
Wärmespeicherkapazität S_b	2300	2300
a	-0,833	-1,100
b	-0,040	-0,003
t_k	1230	7310
Q_{\max}	96390	61001

6.1.2.1 Sohlenmodell

Dieser Detailausschnitt umfasst die Bauabschnitte BA 01 bis BA 03 und besteht einheitlich aus Randbeton. Die drei Bauabschnitte werden zur genaueren Berechnung in insgesamt neun Schichten geteilt. Unten angrenzend sind die Sauberkeitsschicht und das Erdreich abgebildet. In Abb. 6.5 sind Einbauzeitpunkt, Dicke und Frischbetontemperatur der einzelnen Schichten ersichtlich. Außerdem sind die Bezeichnung und Lage der Messpunkte dargestellt.

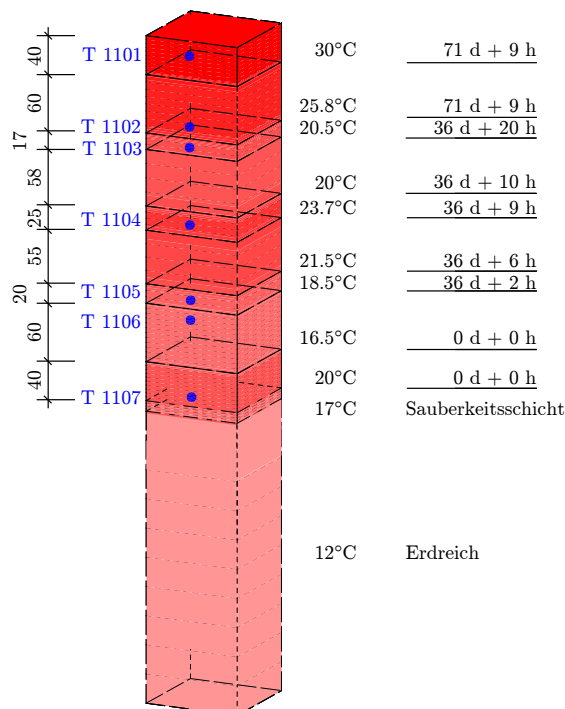


Abbildung 6.5: Sohlenmodell

Nachfolgend werden die berechneten und gemessenen Temperaturverläufe für die Messpunkte T1101 bis T1107 gegenübergestellt.

Messpunkt T1107

Einbauzeitpunkt
0d + 0h (15.05.2001 9:00)

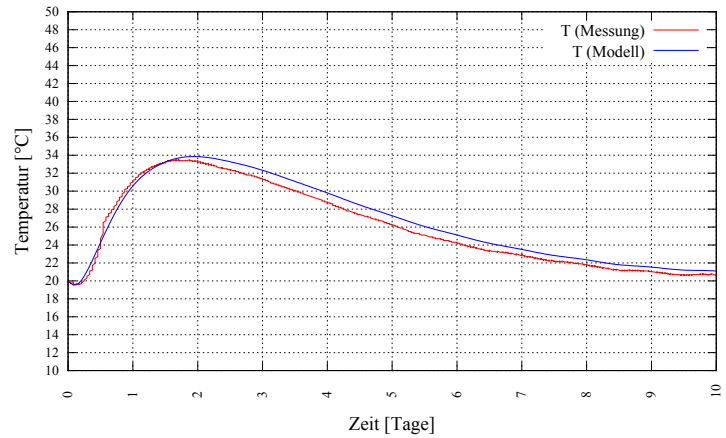
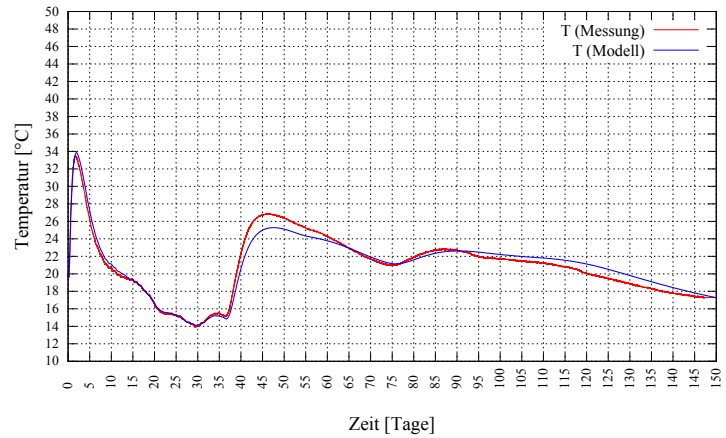
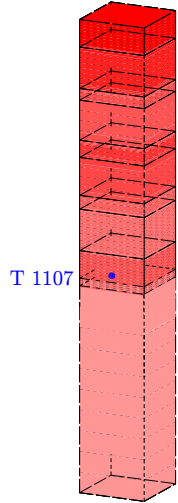


Abbildung 6.6: Temperaturverlauf T1107, unten: Zeitraum 0-10 Tage

Messpunkt T1106

Einbauzeitpunkt
0d + 0h (15.05.2001 9:00)

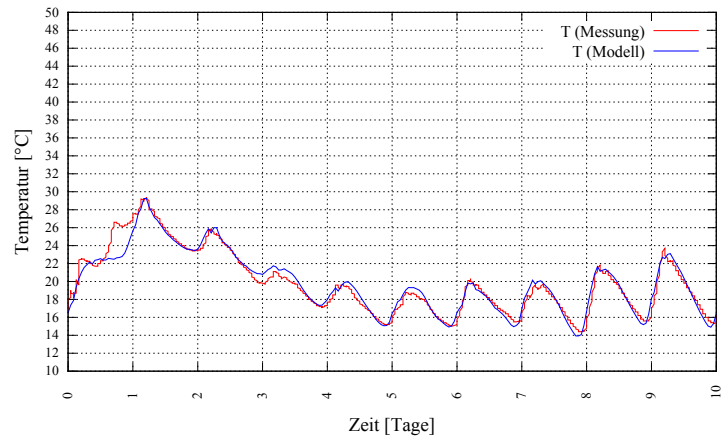
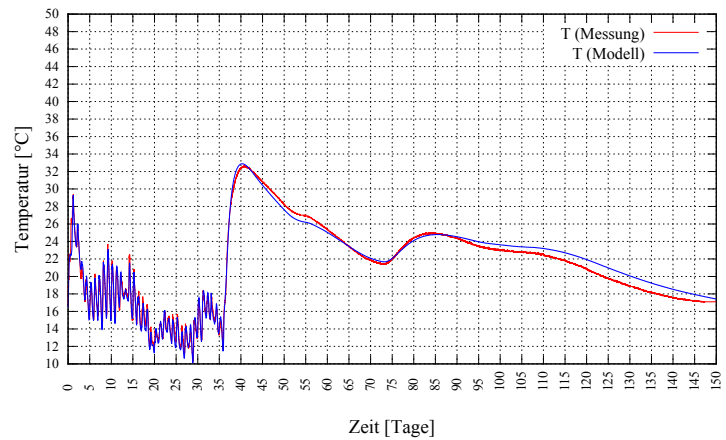
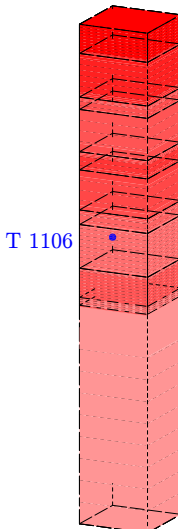


Abbildung 6.7: Temperaturverlauf T1106, unten: Zeitraum 0-10 Tage

Messpunkt T1105

Einbauzeitpunkt
36d + 2h (20.06.2001 11:00)

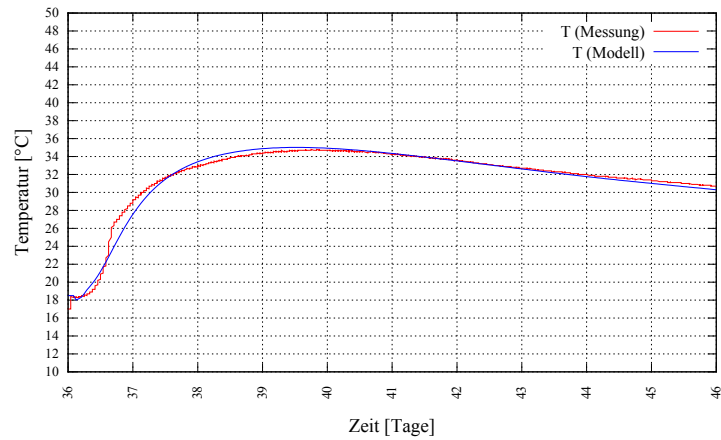
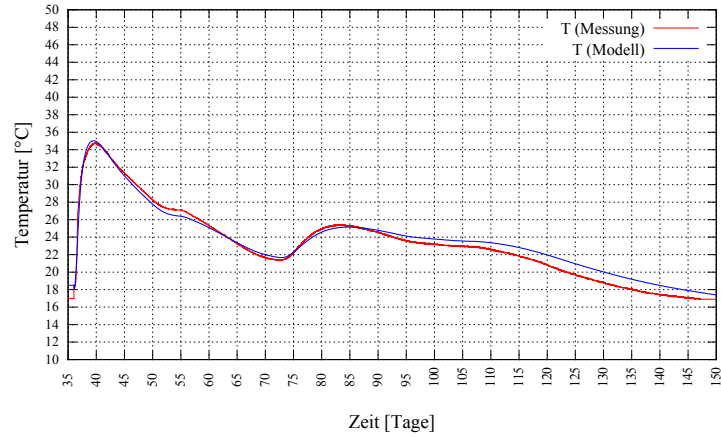
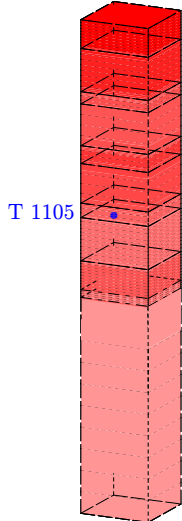


Abbildung 6.8: Temperaturverlauf T1105, unten: Zeitraum 36-46 Tage

Messpunkt T1104

Einbauzeitpunkt
36d + 9h (20.06.2001 18:00)

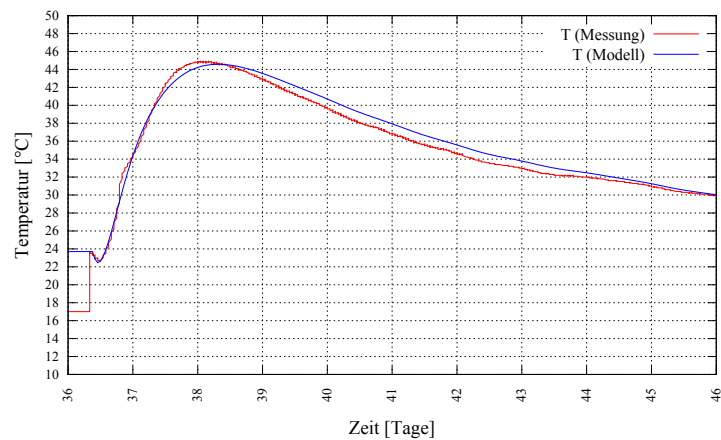
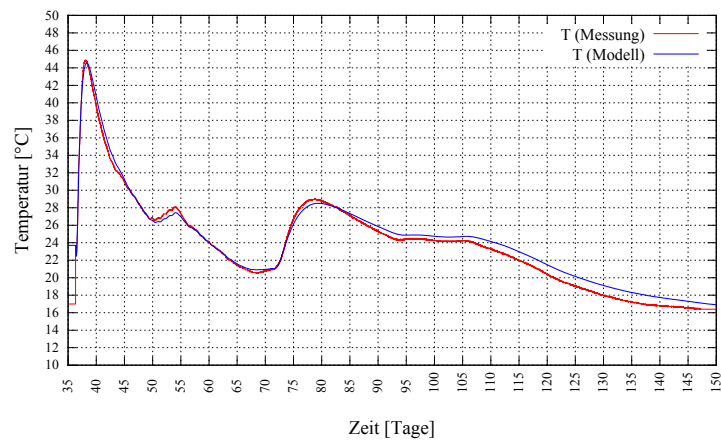
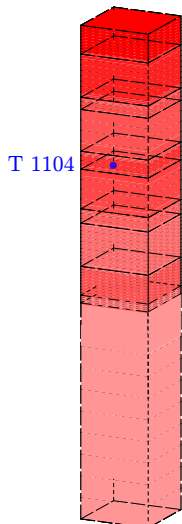


Abbildung 6.9: Temperaturverlauf T1104, unten: Zeitraum 36-46 Tage

Messpunkt T1103

Einbauzeitpunkt
36d + 20h (21.06.2001 5:00)

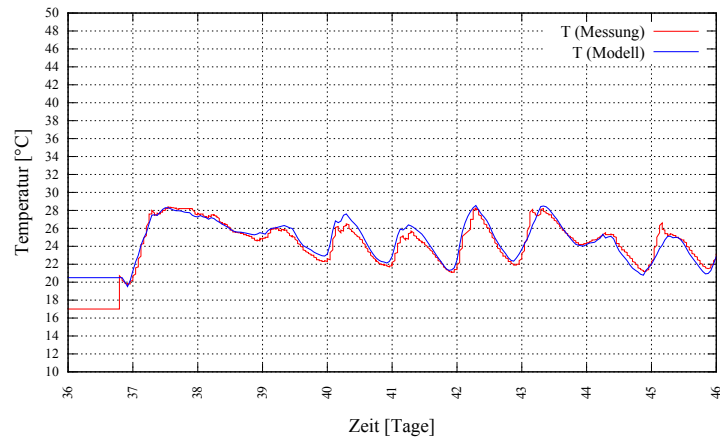
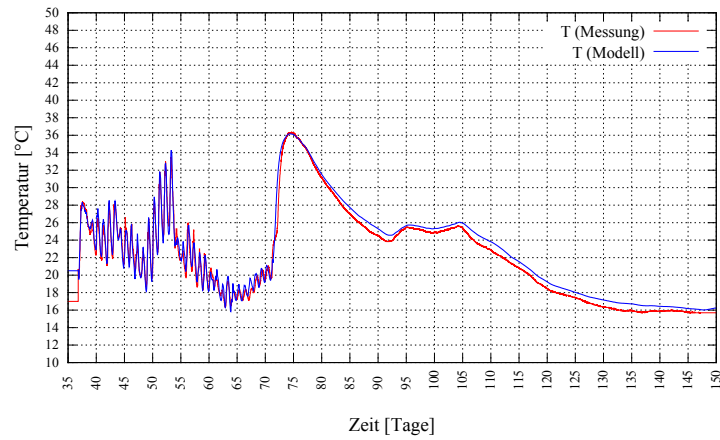
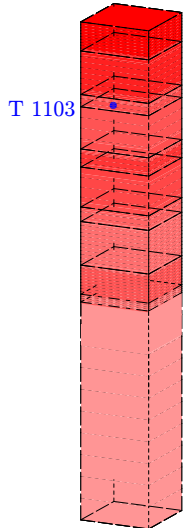


Abbildung 6.10: Temperaturverlauf T1103, unten: Zeitraum 36-46 Tage

Messpunkt T1102

Einbauzeitpunkt
71d + 9h (25.07.2001 18:00)

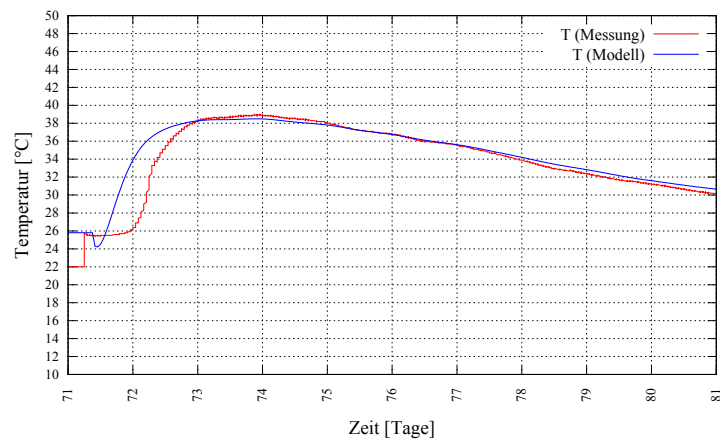
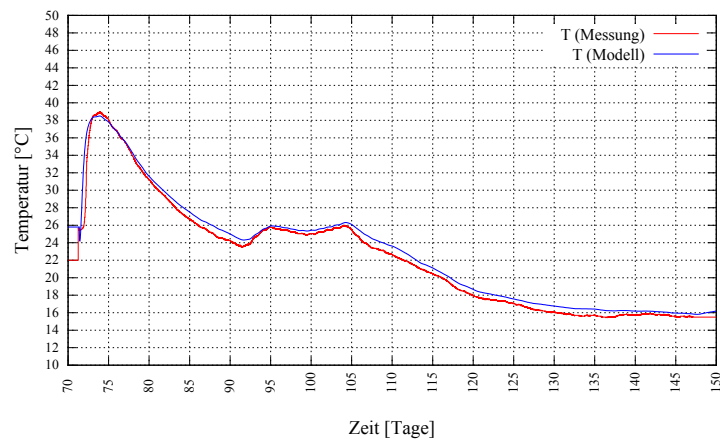
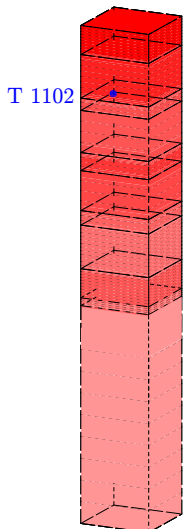


Abbildung 6.11: Temperaturverlauf T1102, unten: Zeitraum 71-81 Tage

Messpunkt T1101

Einbauzeitpunkt
71d + 9h (25.07.2001 18:00)

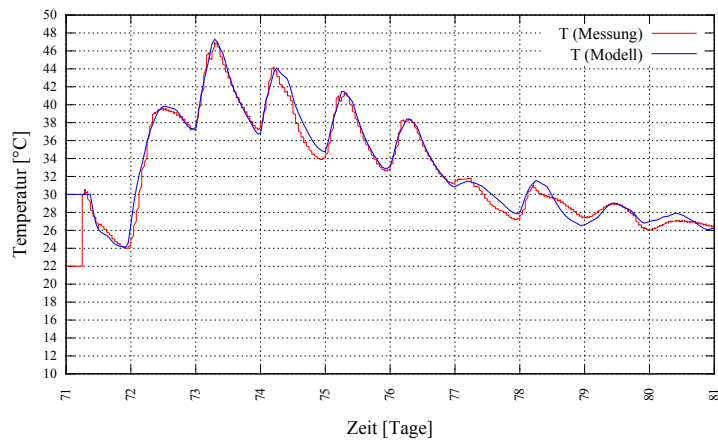
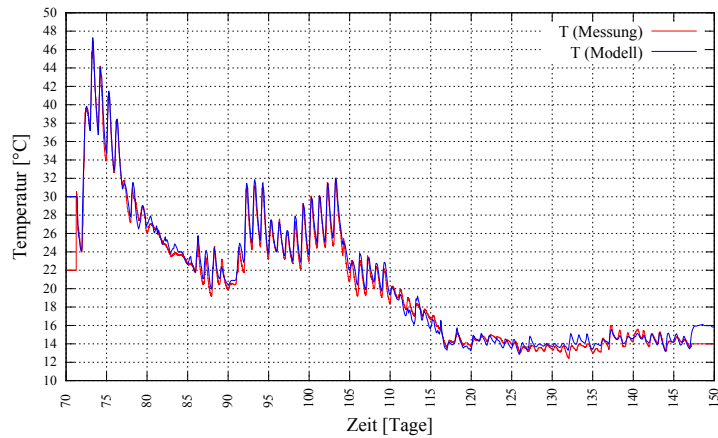
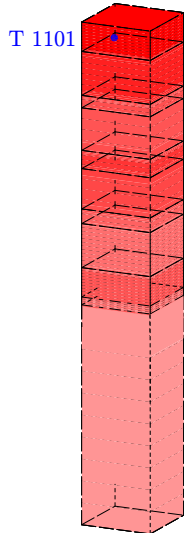


Abbildung 6.12: Temperaturverlauf T1101, unten: Zeitraum 71-81 Tage

6.1.2.2 Wandfußmodell

Dieser Detailausschnitt umfasst die Bauabschnitte BA 01 bis BA 05 und besteht aus Kern- und Randbeton. Die fünf Bauabschnitte werden in zehn Schichten geteilt. Unten angrenzend sind die Sauberkeitsschicht und das Erdreich abgebildet. In Abb. 6.13 sind Einbauzeitpunkt, Dicke und Frischbetontemperatur der einzelnen Schichten ersichtlich. Außerdem sind die Bezeichnung und Lage der Messpunkte dargestellt.

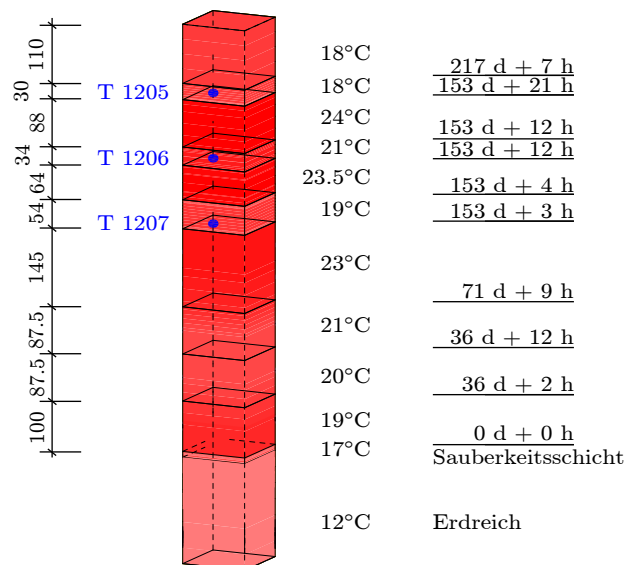


Abbildung 6.13: Wandfußmodell

Nachfolgend werden die berechneten und gemessenen Temperaturverläufe für die Messpunkte T1205 bis T1207 gegenübergestellt.

Messpunkt T1207

Einbauzeitpunkt
153d + 3h (15.10.2001 12:00)

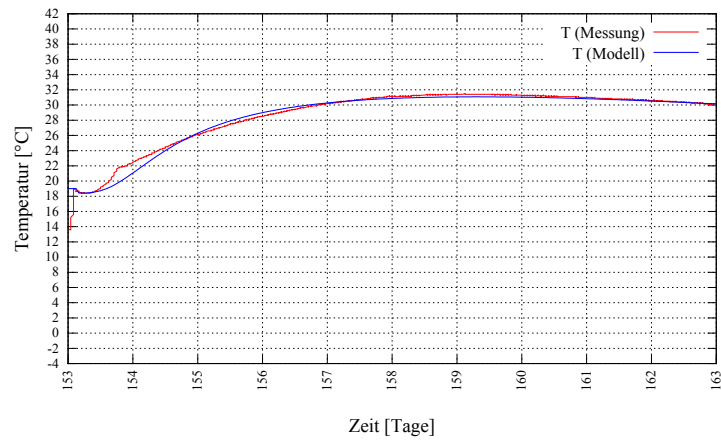
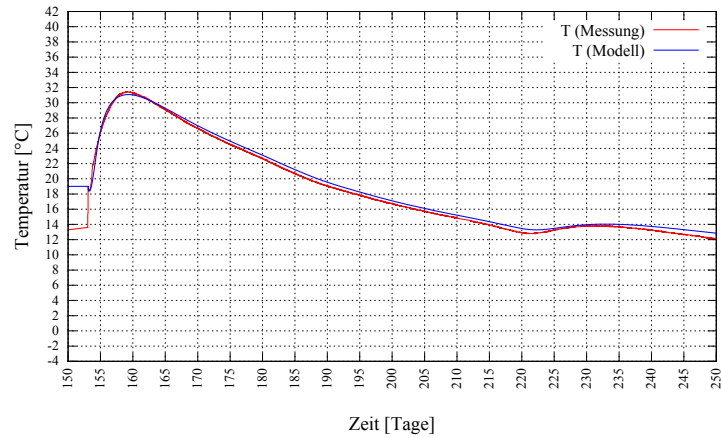
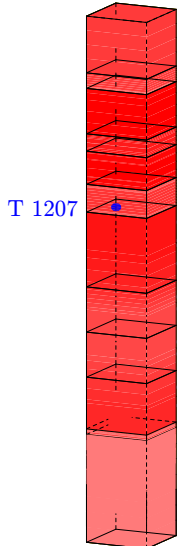


Abbildung 6.14: Temperaturverlauf T1207, unten: Zeitraum 153-163 Tage

Messpunkt T1206

Einbauzeitpunkt
153d + 12h (15.10.2001 21:00)

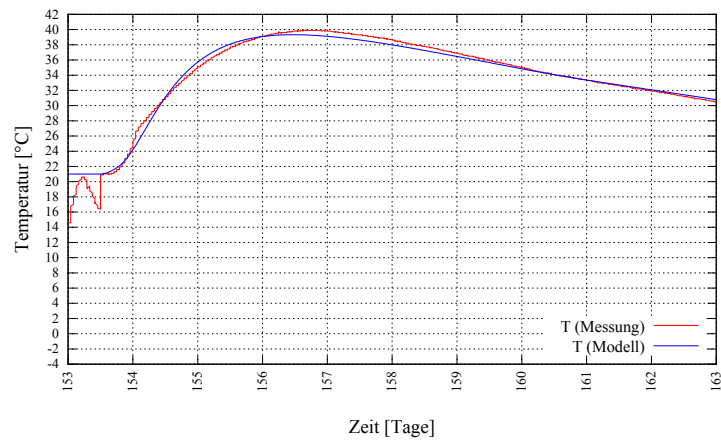
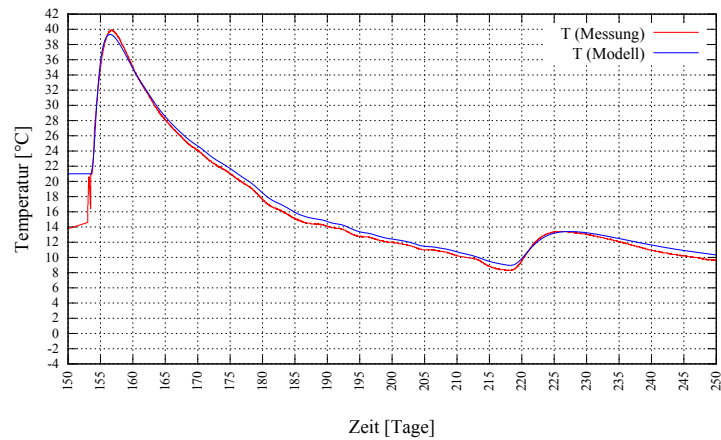
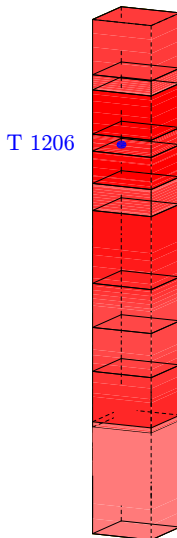


Abbildung 6.15: Temperaturverlauf T1206, unten: Zeitraum 153-163 Tage

Messpunkt T1205

Einbauzeitpunkt

153d + 21h (16.10.2001 06:00)

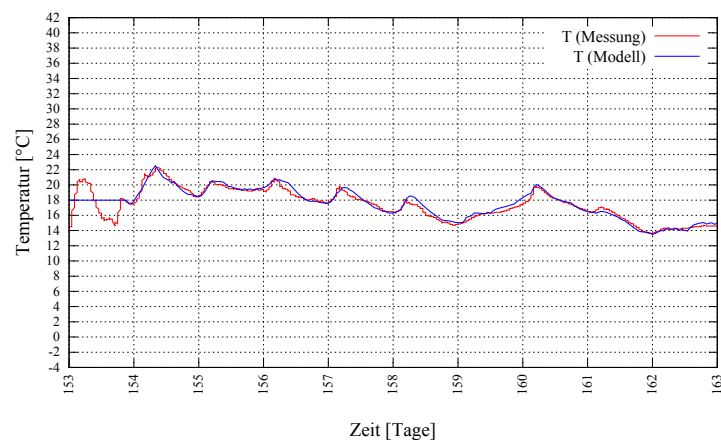
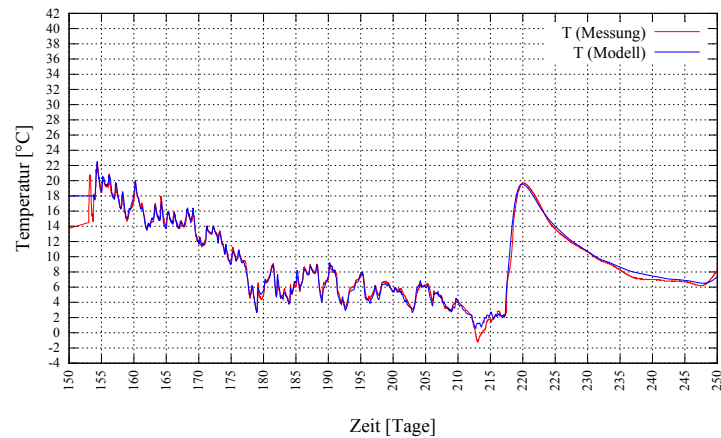
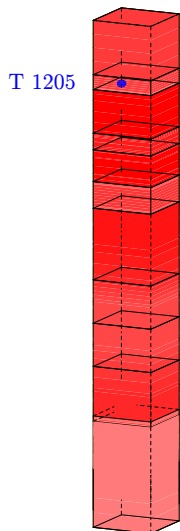


Abbildung 6.16: Temperaturverlauf T1205, unten: Zeitraum 153-163 Tage

Bei der Nachrechnung der Temperaturen in den Detailausschnitten konnte eine gute Übereinstimmung mit den Temperaturmesswerten erreicht werden. Darauf aufbauend wird nun das Temperaturfeld im gesamten Schleusenquerschnitt betrachtet.

6.1.3 Untersuchung der Temperatureinwirkung im Scheibenmodell

Ergänzend zu den Detailmodellen wurden nun auch die Temperaturverläufe der Messpunkte im Randbeton des Messquerschnitts 2 für die Verifikation herangezogen. Die Ergebnisse sind dem Anhang B zu entnehmen.

Um die Temperatureinwirkungen in ausgewählten, vom Messprogramm nicht erfassten Bauabschnitten zu untersuchen, wurden das Temperaturfeld des Scheibenmodells herangezogen. Über die Bauabschnittshöhe wurden in drei ausgewählten Punkten (oben, Mitte, unten) die temperaturbedingten Dehnungen ermittelt (siehe Glg. 5.2). In weiterer Folge wurde der Dehnungsverlauf über die Querschnittshöhe der unter Abschn. 5.1 beschriebenen Dehnungszerlegung unterzogen und der konstante, lineare und nicht-lineare Anteil ermittelt.

6.1.4 Analyse der Temperaturdehnungen in ausgewählten Bauabschnitten

Nachfolgend werden die Bauabschnitte 01, 02, 05, 06 (Rand- und Kernbeton) und 08 betrachtet. Analog zum Abschn. 5.1 werden die Temperaturverläufe sowie die Dehnungsverläufe ab dem Zeitpunkt der überwiegenden Auskühlung im Querschnitt dargestellt. Es werden wieder die Phasen rasche Auskühlung (Phase I), Anstreben der Ausgleichstemperatur (Phase II), Einfluss des Baufortschritts durch Erwärmung (Phase IIIa) und Einfluss des Baufortschritts durch Abkühlung (Phase IIIb) untersucht.

Bauabschnitt 01

Einbaubeginn
0d + 0h (15.05.2001 09:00)

Bauabschnittshöhe 1,00 m
Höhe des nachfolgenden Bauabschnitts 1,75 m

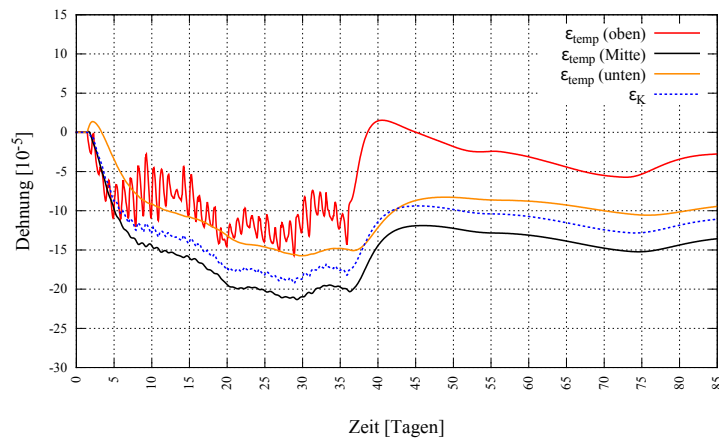
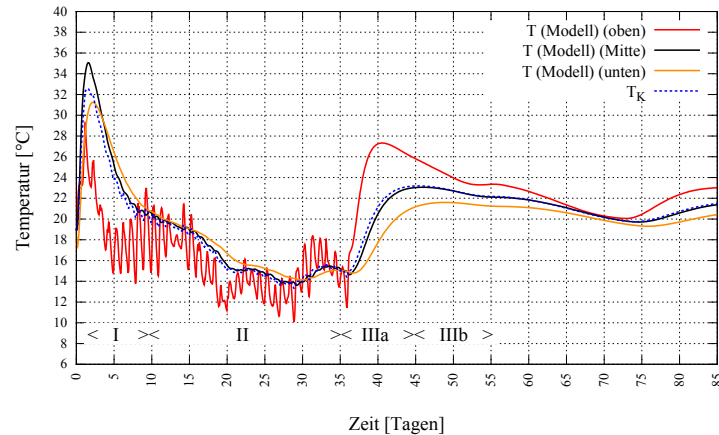
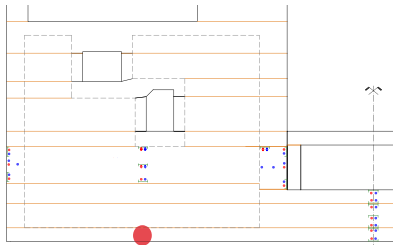


Abbildung 6.17: BA 01 / Dehnungs- und Temperaturverlauf, Tag 0 bis 85

Durch die Auswertung der Dehnungsänderung in jedem der vier Zeitabschnitte und die grafische Darstellung über die Querschnittshöhe, ergeben sich die vier Dehnungsprofile (Abb. 6.18).

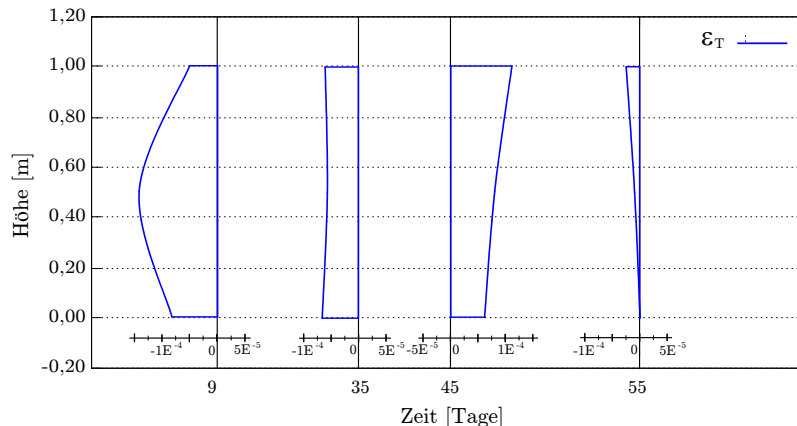


Abbildung 6.18: BA 01 / Abschnittsweise Dehnungsänderung ε_T

In Abb. 6.19 bis Abb. 6.22 sind die Temperaturdehnungsanteile für jeden Zeitabschnitt dargestellt.

Phase I

Zeitabschnitt
2d bis 9d

ε_T

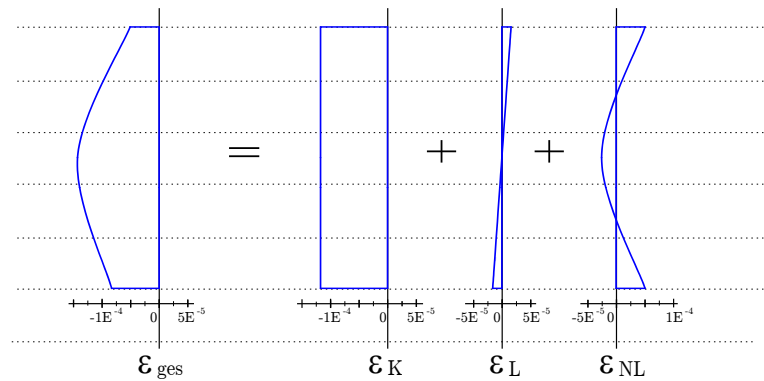


Abbildung 6.19: BA 01 / Dehnungsanteile ε_T 2d bis 9d

Phase II

Zeitabschnitt
9d bis 35d

ε_T

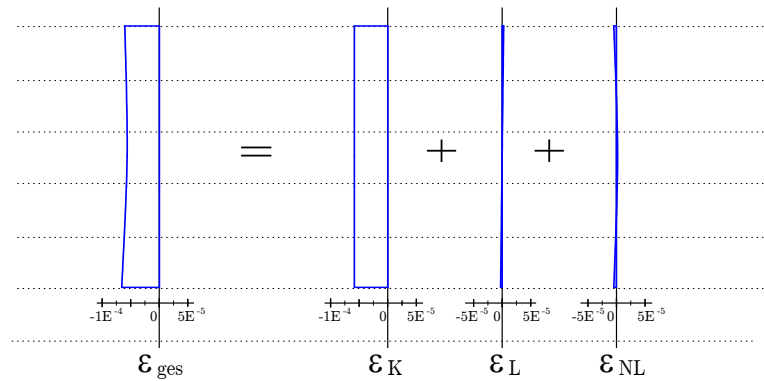


Abbildung 6.20: BA 01 / Dehnungsanteile ε_T 9d bis 35d

Phase IIIa

Zeitabschnitt
35d bis 45d

ε_T

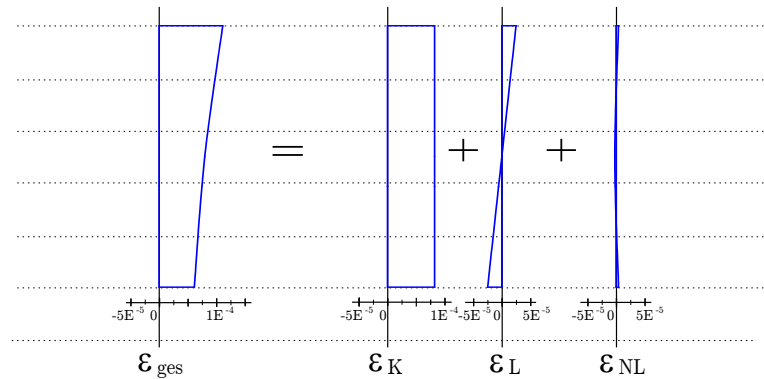


Abbildung 6.21: BA 01 / Dehnungsanteile ε_T 35d bis 45d

Phase IIIb

Zeitabschnitt
45d bis 55d

ε_T

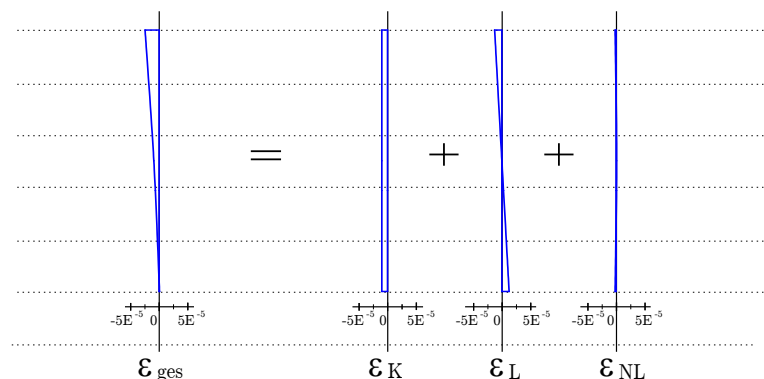


Abbildung 6.22: BA 01 / Dehnungsanteile ε_T 45d bis 55d

Bauabschnitt 02

Einbaubeginn
36d + 2h (20.06.2001 11:00)

Bauabschnittshöhe 1,75 m
Höhe des nachfolgenden Bauabschnitts 1,45 m

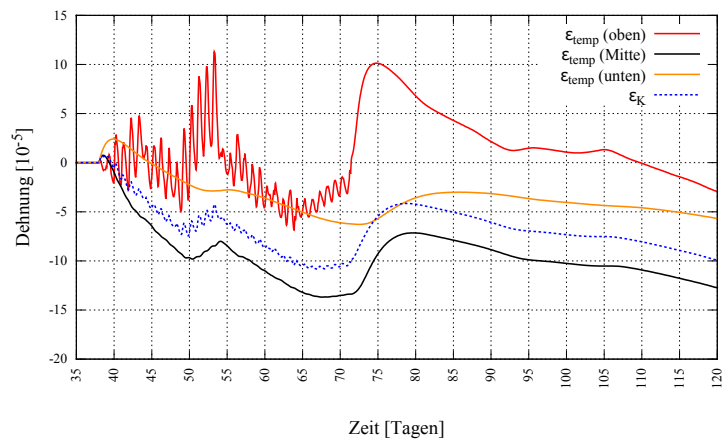
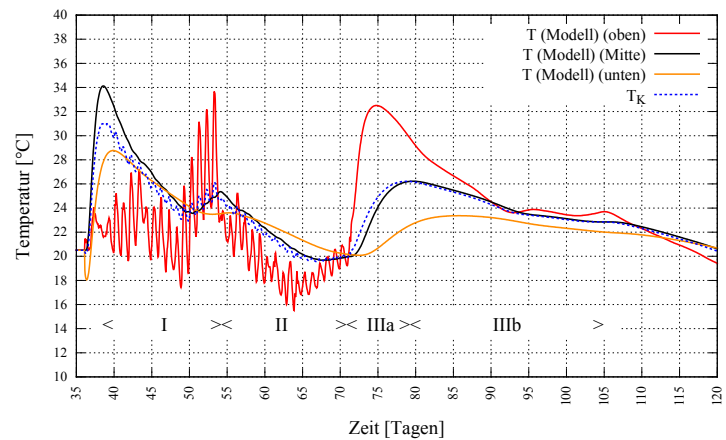
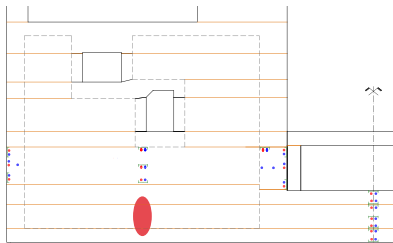


Abbildung 6.23: BA 02 / Dehnungs- und Temperaturverlauf, Tag 35 bis 120

Durch die Auswertung der Dehnungsänderung in jedem der vier Zeitabschnitte und die grafische Darstellung über die Querschnittshöhe, ergeben sich die vier Dehnungsprofile (Abb. 6.24).

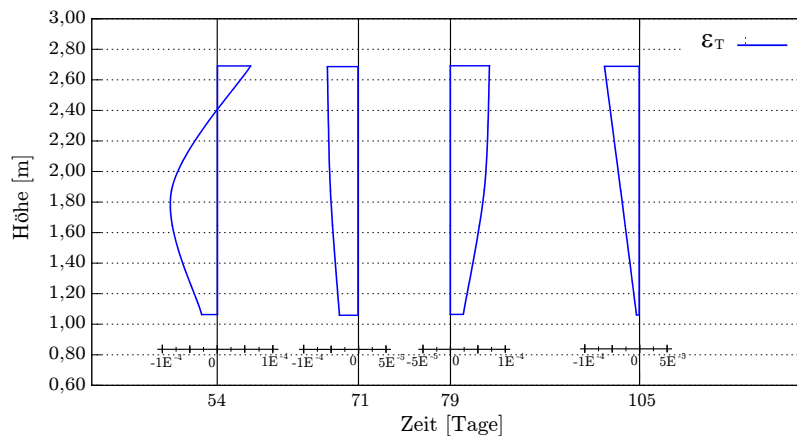


Abbildung 6.24: BA 02 / Abschnittsweise Dehnungsänderung ε_T

In Abb. 6.25 bis Abb. 6.28 sind die Temperaturdehnungsanteile für jeden Zeitabschnitt dargestellt.

Phase I

Zeitabschnitt
38d bis 54d

ε_T ———

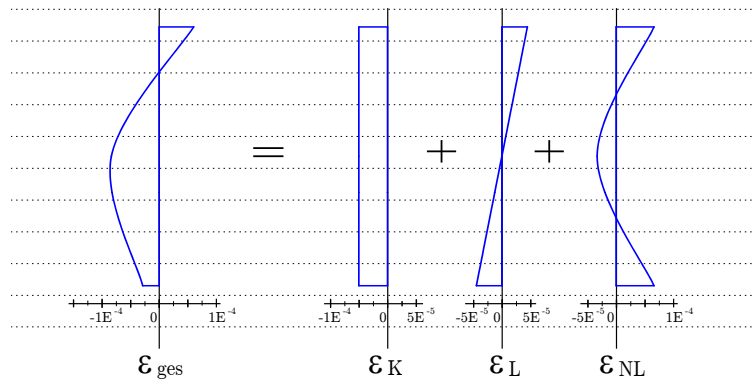


Abbildung 6.25: BA 02 / Dehnungsanteile ε_T 38d bis 54d

Phase II

Zeitabschnitt
54d bis 71d

ε_T ———

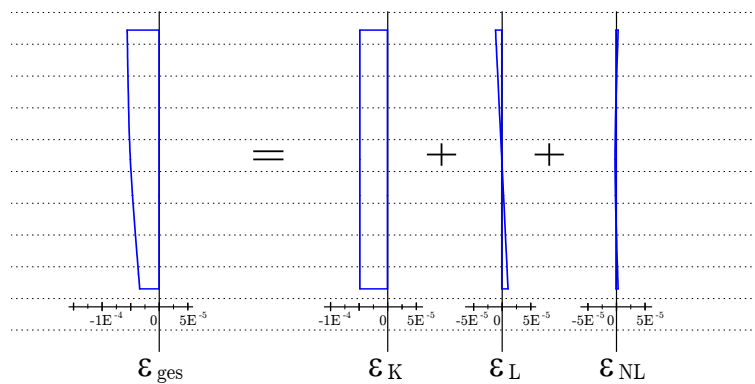


Abbildung 6.26: BA 02 / Dehnungsanteile ε_T 54d bis 71d

Phase IIIa

Zeitabschnitt
71d bis 79d

ε_T ———

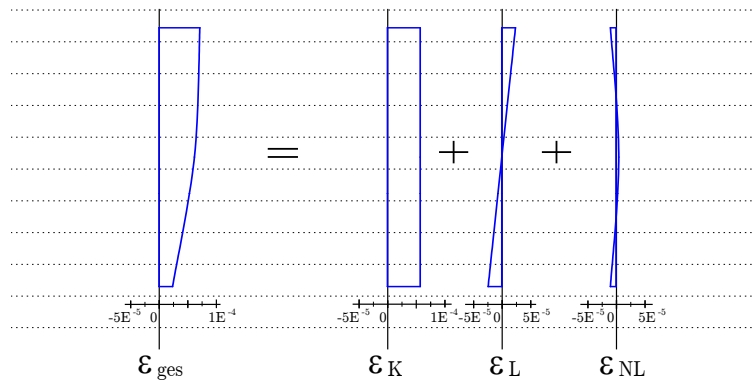


Abbildung 6.27: BA 02 / Dehnungsanteile ε_T 71d bis 79d

Phase IIIb

Zeitabschnitt
79d bis 105d

ε_T ———

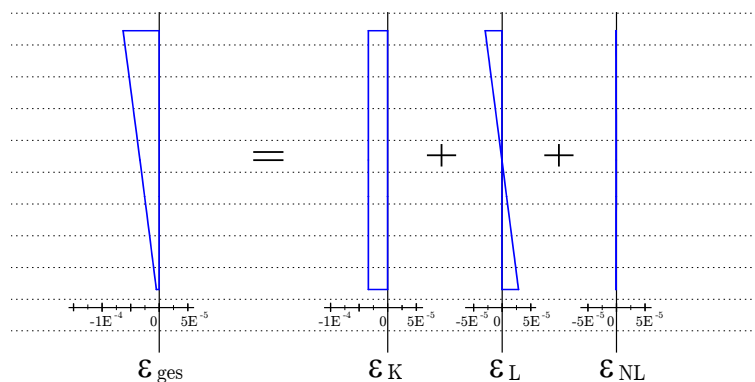


Abbildung 6.28: BA 02 / Dehnungsanteile ε_T 79d bis 105d

Bauabschnitt 05

Einbaubeginn
217d + 7h (18.12.2001 16:00)

Bauabschnittshöhe 1,10 m
Höhe des nachfolgenden Bauabschnitts 2,40 m

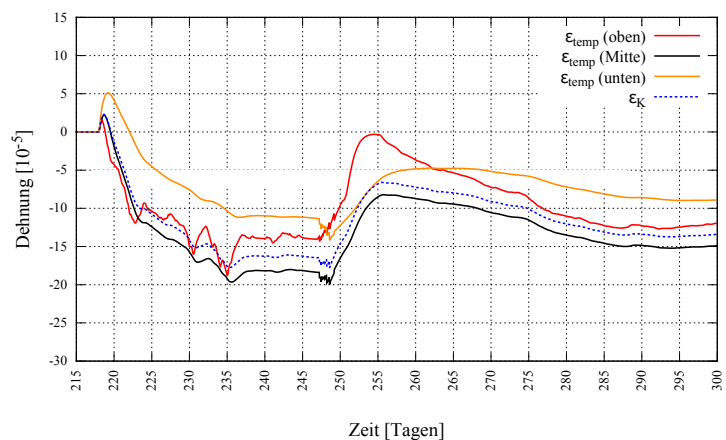
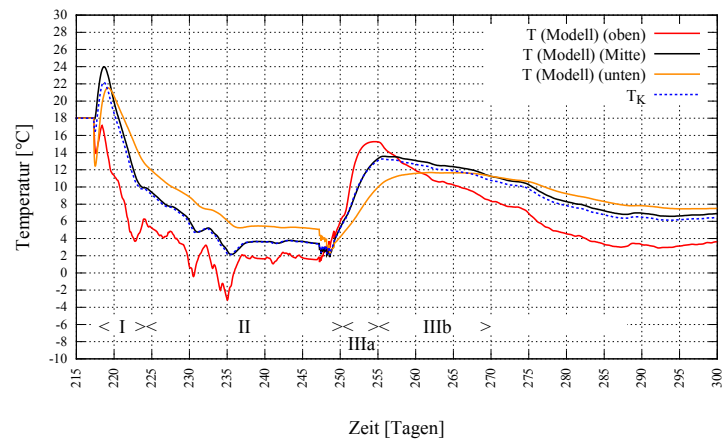
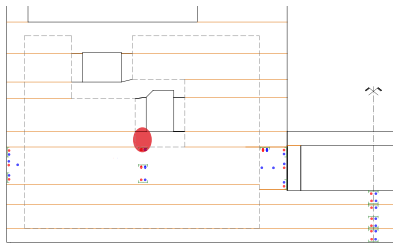


Abbildung 6.29: BA 05 / Dehnungs- und Temperaturverlauf, Tag 215 bis 300

Durch die Auswertung der Dehnungsänderung in jedem der vier Zeitabschnitte und die grafische Darstellung über die Querschnittshöhe, ergeben sich die vier Dehnungsprofile (Abb. 6.30).

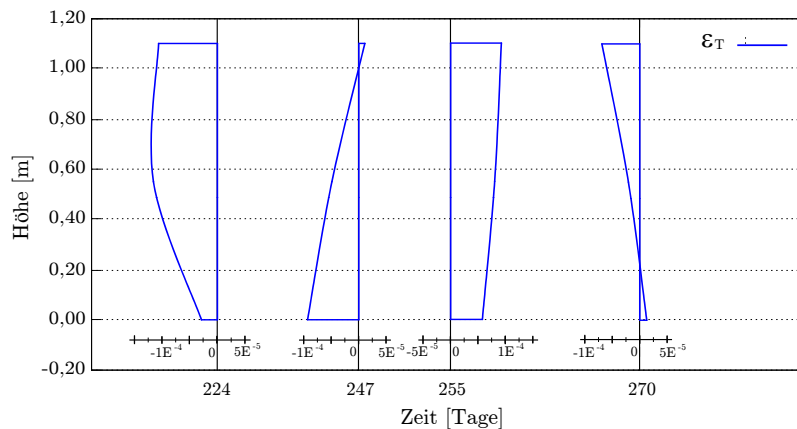


Abbildung 6.30: BA 05 / Abschnittsweise Dehnungsänderung ε_T

In Abb. 6.31 bis Abb. 6.34 sind die Temperaturdehnungsanteile für jeden Zeitabschnitt dargestellt.

Phase I

Zeitabschnitt
218d bis 224d

ε_T ———

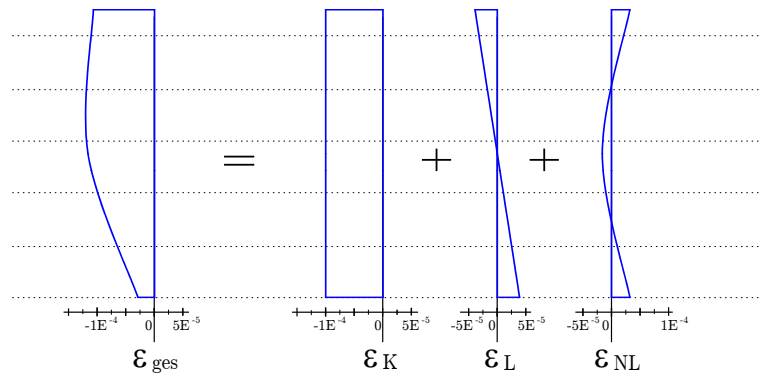


Abbildung 6.31: BA 05 / Dehnungsanteile ε_T 218d bis 224d

Phase II

Zeitabschnitt
224d bis 250d

ε_T ———

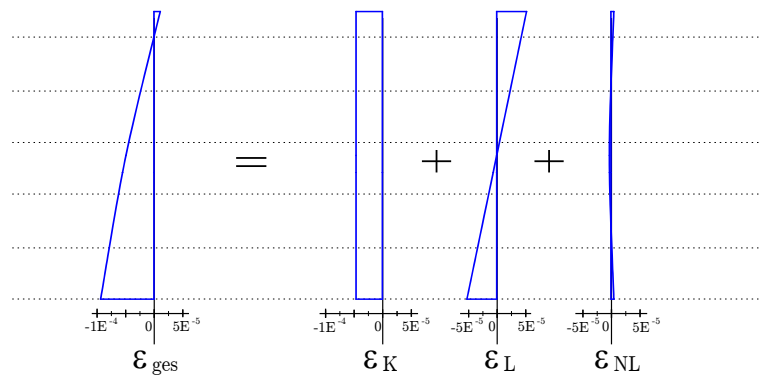


Abbildung 6.32: BA 05 / Dehnungsanteile ε_T 224d bis 250d

Phase IIIa

Zeitabschnitt
250d bis 255d

ε_T ———

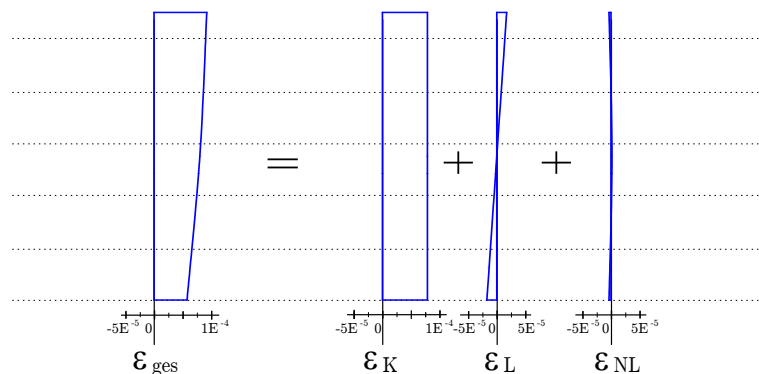


Abbildung 6.33: BA 05 / Dehnungsanteile ε_T 250d bis 255d

Phase IIIb

Zeitabschnitt
255d bis 270d

ε_T ———

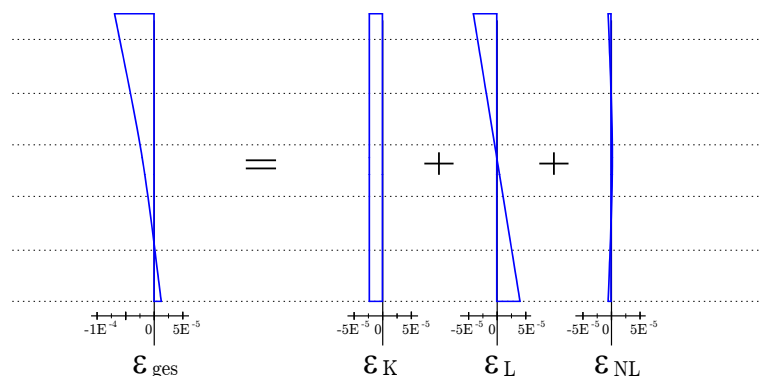


Abbildung 6.34: BA 05 / Dehnungsanteile ε_T 255d bis 270d

Bauabschnitt 06 (Rand)

Einbaubeginn
250d + 0h (20.01.2002 09:00)

Bauabschnittshöhe 2,40 m
Höhe des nachfolgenden Bauabschnitts 1,20 m

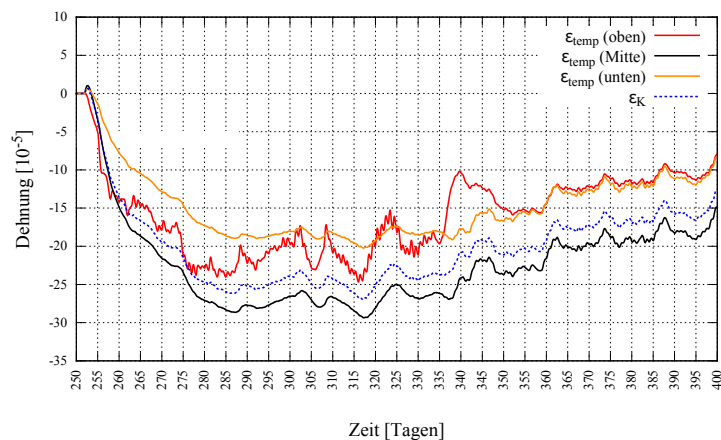
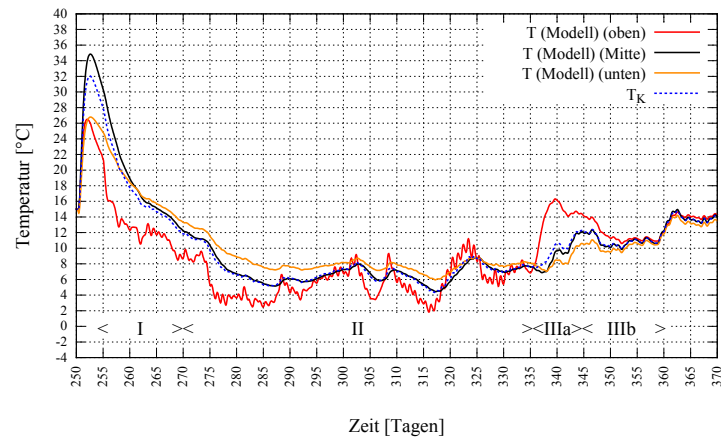
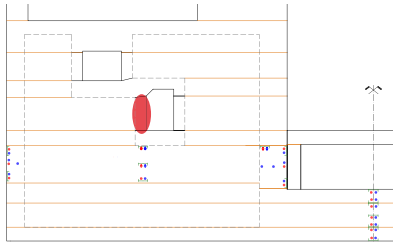


Abbildung 6.35: BA 06 / Dehnungs- und Temperaturverlauf, Tag 250 bis 400

Durch die Auswertung der Dehnungsänderung in jedem der vier Zeitabschnitte und die grafische Darstellung über die Querschnittshöhe, ergeben sich die vier Dehnungsprofile (Abb. 6.36).

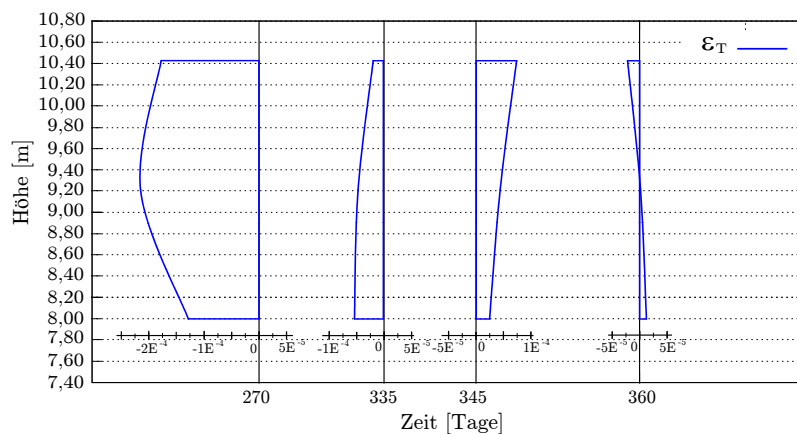


Abbildung 6.36: BA 06 / Abschnittsweise Dehnungsänderung ϵ_T

In Abb. 6.37 bis Abb. 6.40 sind die Temperaturdehnungsanteile für jeden Zeitabschnitt dargestellt.

Phase I

Zeitabschnitt
252d bis 270d

ε_T ———

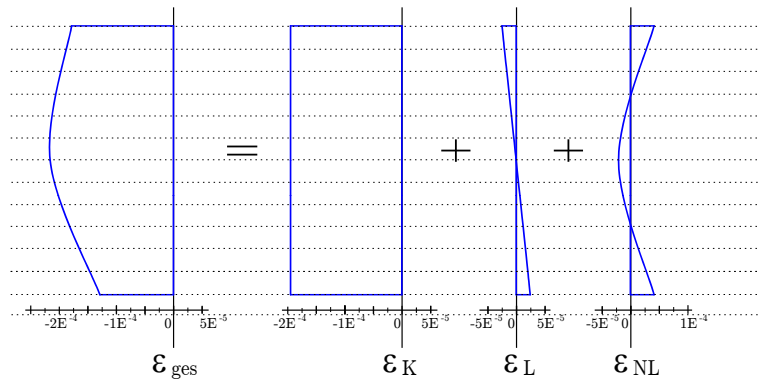


Abbildung 6.37: BA 06 (Rand) / Dehnungsanteile ε_T 252d bis 270d

Phase II

Zeitabschnitt
270d bis 335d

ε_T ———

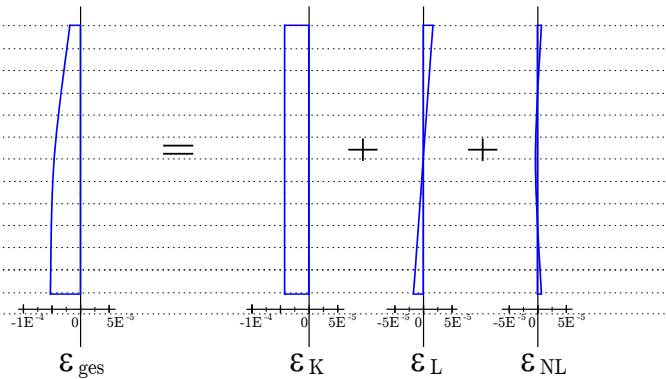


Abbildung 6.38: BA 06 (Rand) / Dehnungsanteile ε_T 270d bis 335d

Phase IIIa

Zeitabschnitt
335d bis 345d

ε_T ———

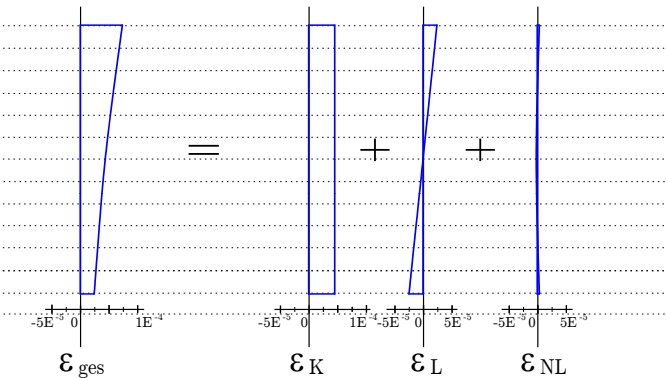


Abbildung 6.39: BA 06 (Rand) / Dehnungsanteile ε_T 335d bis 345d

Phase IIIb

Zeitabschnitt
345d bis 360d

ε_T ———

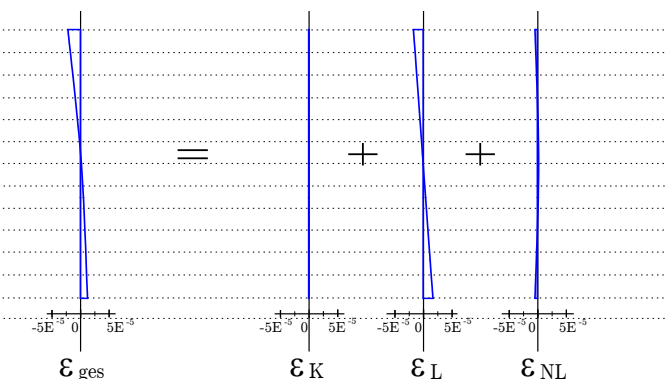


Abbildung 6.40: BA 06 (Rand) / Dehnungsanteile ε_T 345d bis 360d

Bauabschnitt 06 (Kern)

Einbaubeginn
250d + 0h (20.01.2002 09:00)

Bauabschnittshöhe 2,40 m
Höhe des nachfolgenden Bauabschnitts 1,20 m

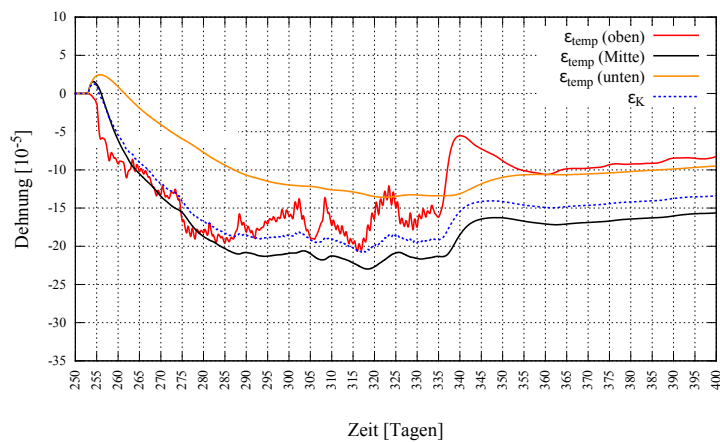
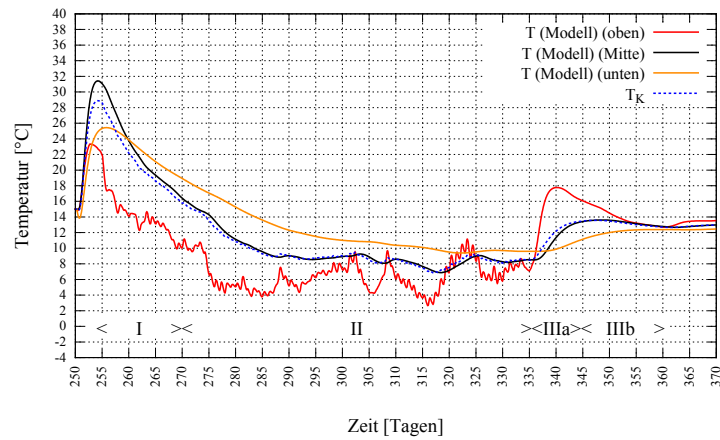
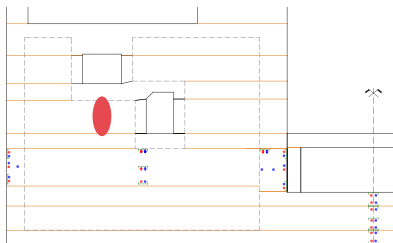


Abbildung 6.41: BA 06 / Dehnungs- und Temperaturverlauf, Tag 250 bis 400

Durch die Auswertung der Dehnungsänderung in jedem der vier Zeitabschnitte und die grafische Darstellung über die Querschnittshöhe, ergeben sich die vier Dehnungsprofile (Abb. 6.42).

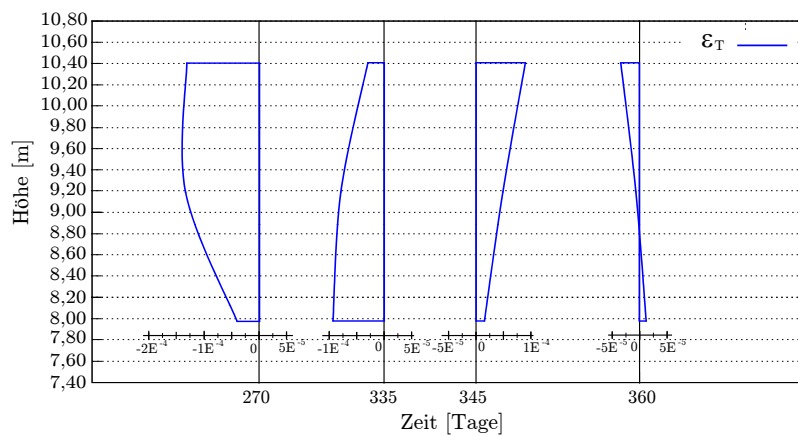


Abbildung 6.42: BA 06 / Abschnittsweise Dehnungsänderung ϵ_T

In Abb. 6.43 bis Abb. 6.46 sind die Temperaturdehnungsanteile für jeden Zeitabschnitt dargestellt.

Phase I

Zeitabschnitt
252d bis 270d

ε_T

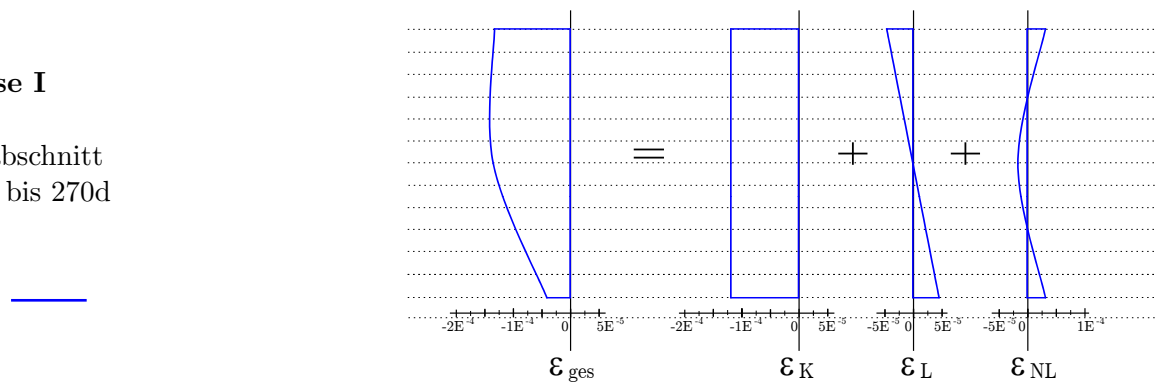


Abbildung 6.43: BA 06 (Kern) / Dehnungsanteile ε_T 252d bis 270d

Phase II

Zeitabschnitt
270d bis 335d

ε_T

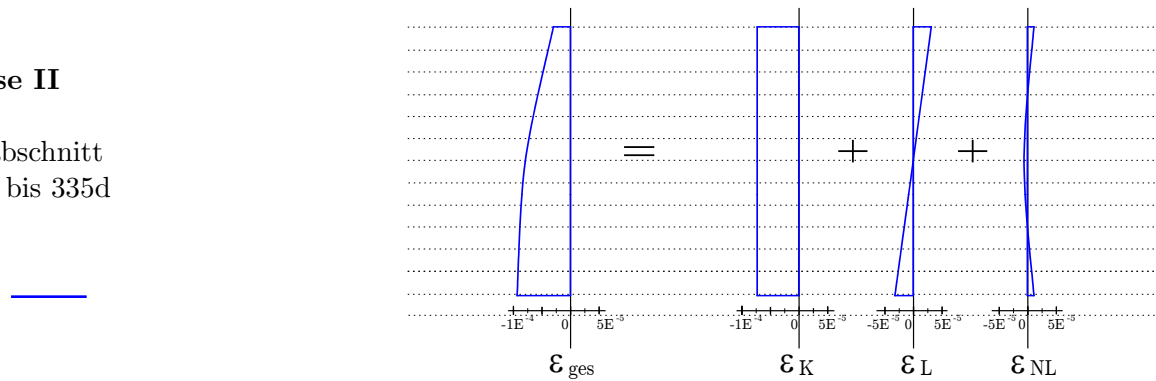


Abbildung 6.44: BA 06 (Kern) / Dehnungsanteile ε_T 270d bis 335d

Phase IIIa

Zeitabschnitt
335d bis 345d

ε_T

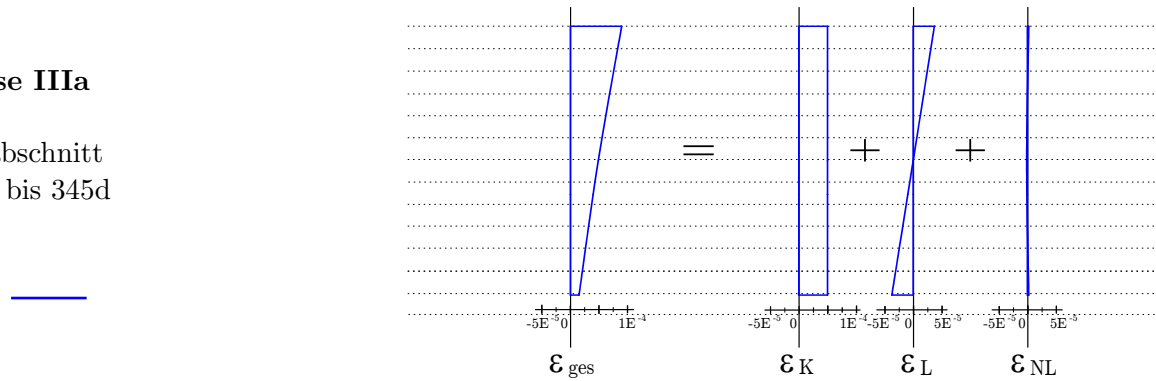


Abbildung 6.45: BA 06 (Kern) / Dehnungsanteile ε_T 335d bis 345d

Phase IIIb

Zeitabschnitt
345d bis 360d

ε_T

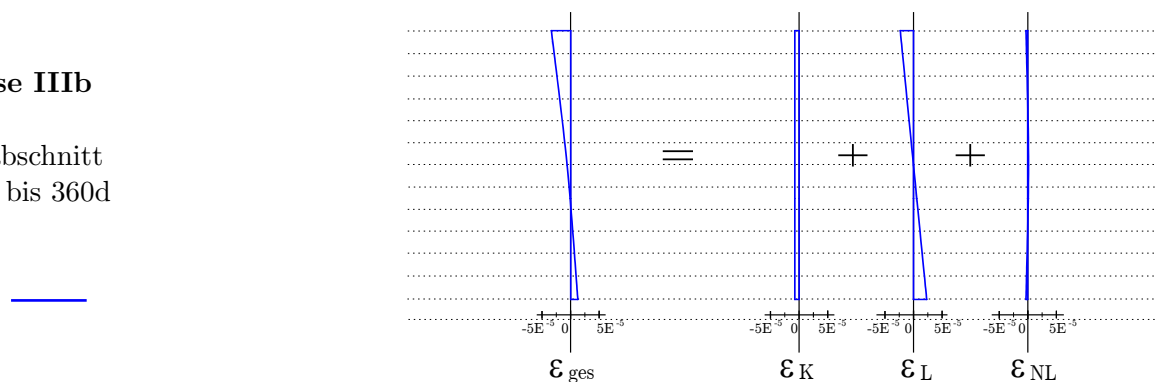


Abbildung 6.46: BA 06 (Kern) / Dehnungsanteile ε_T 345d bis 360d

Bauabschnitt 08

Einbaubeginn
401d + 0h (20.06.2002 09:00)

Bauabschnittshöhe 2,05 m
Höhe des nachfolgenden Bauabschnitts 2,30 m

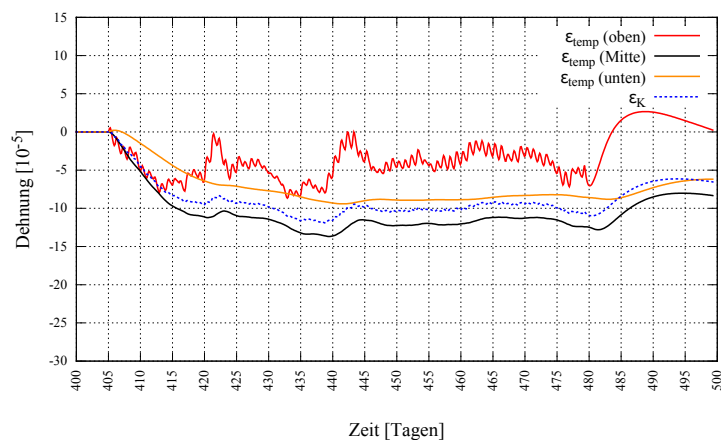
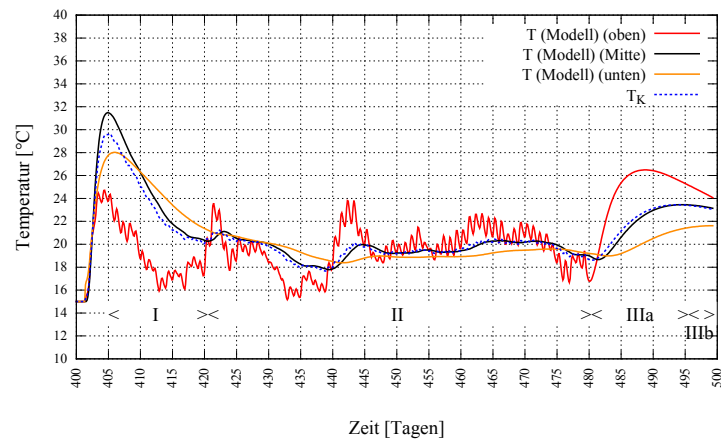
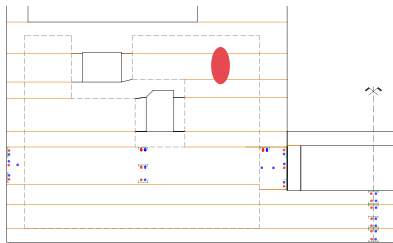


Abbildung 6.47: BA 08 / Dehnungs- und Temperaturverlauf, Tag 401 bis 500

Durch die Auswertung der Dehnungsänderung in jedem der vier Zeitabschnitte und die grafische Darstellung über die Querschnittshöhe, ergeben sich die vier Dehnungsprofile (Abb. 6.48).

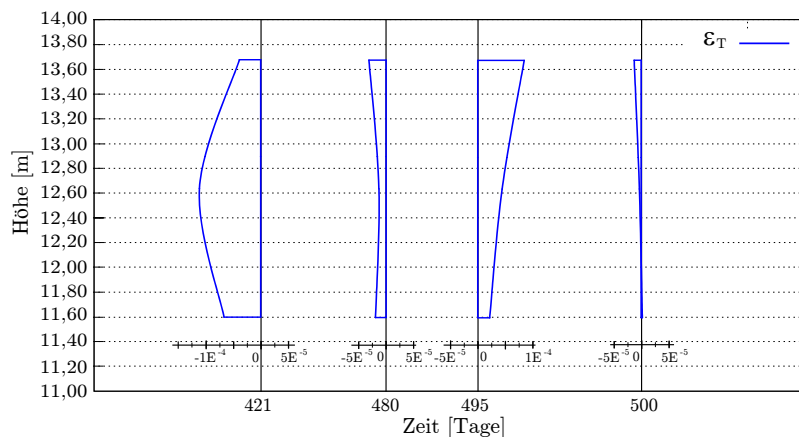


Abbildung 6.48: BA 08 / Abschnittsweise Dehnungsänderung ε_T

In Abb. 6.49 bis Abb. 6.52 sind die Temperaturdehnungsanteile für jeden Zeitabschnitt dargestellt.

Phase I

Zeitabschnitt
405d bis 421d

ε_T ———

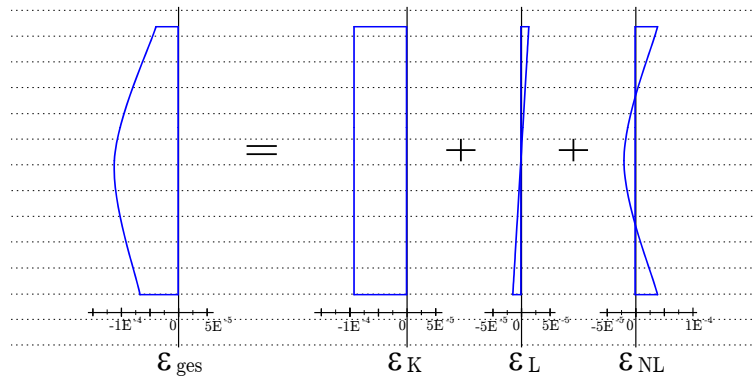


Abbildung 6.49: BA 08 / Dehnungsanteile ε_T 405d bis 421d

Phase II

Zeitabschnitt
421d bis 480d

ε_T ———

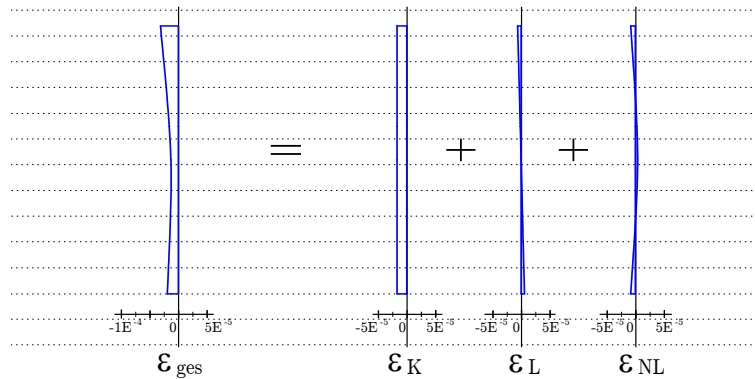


Abbildung 6.50: BA 08 / Dehnungsanteile ε_T 421d bis 480d

Phase IIIa

Zeitabschnitt
480d bis 495d

ε_T ———

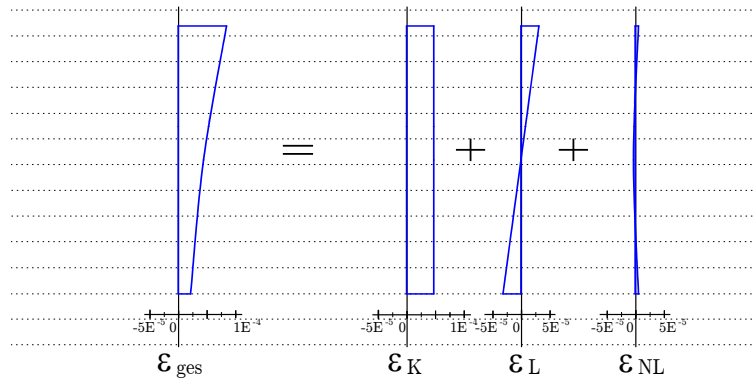


Abbildung 6.51: BA 08 / Dehnungsanteile ε_T 480d bis 495d

Phase IIIb

Zeitabschnitt
495d bis 500d

ε_T ———

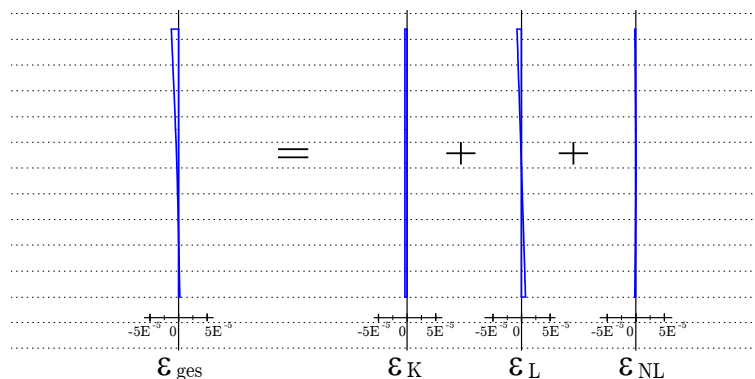


Abbildung 6.52: BA 08 / Dehnungsanteile ε_T 495d bis 500d

6.2 3D - Modell

Auf Basis des Scheibenmodells (siehe Abschn. 6.1.3) wird ein dreidimensionales Modell entwickelt. Dies soll in der Lage sein die Behinderung im System realistisch abbilden zu können. Aufbauend darauf ist die Ermittlung der Zwangsspannungen möglich. Da das Messprogramm keine Spannungsmessung umfasste, wird das 3D-Modell anhand der gemessenen Dehnungen (siehe Abschn. 4.2.3) verifiziert.

6.2.1 Berechnungsmodell

Das Modell umfasst, wie das Scheibenmodell, neun Bauabschnitte und weist den gleichen Berechnungszeitraum (Mai 2001 bis Oktober 2002) auf. In Längsrichtung werden unter Ausnutzung der Symmetrie zwei Lamellen abgebildet, wobei die in Lamelle 05 ausgewertete Schnittebene im Bereich der Messebenen liegt. Die angrenzende Lamelle 04 ermöglicht eine Berücksichtigung der Interaktion in Längsrichtung hinsichtlich Wärmefluss und Zwängung und weist eine geringere Elementanzahl auf (siehe Abb. 6.53) .

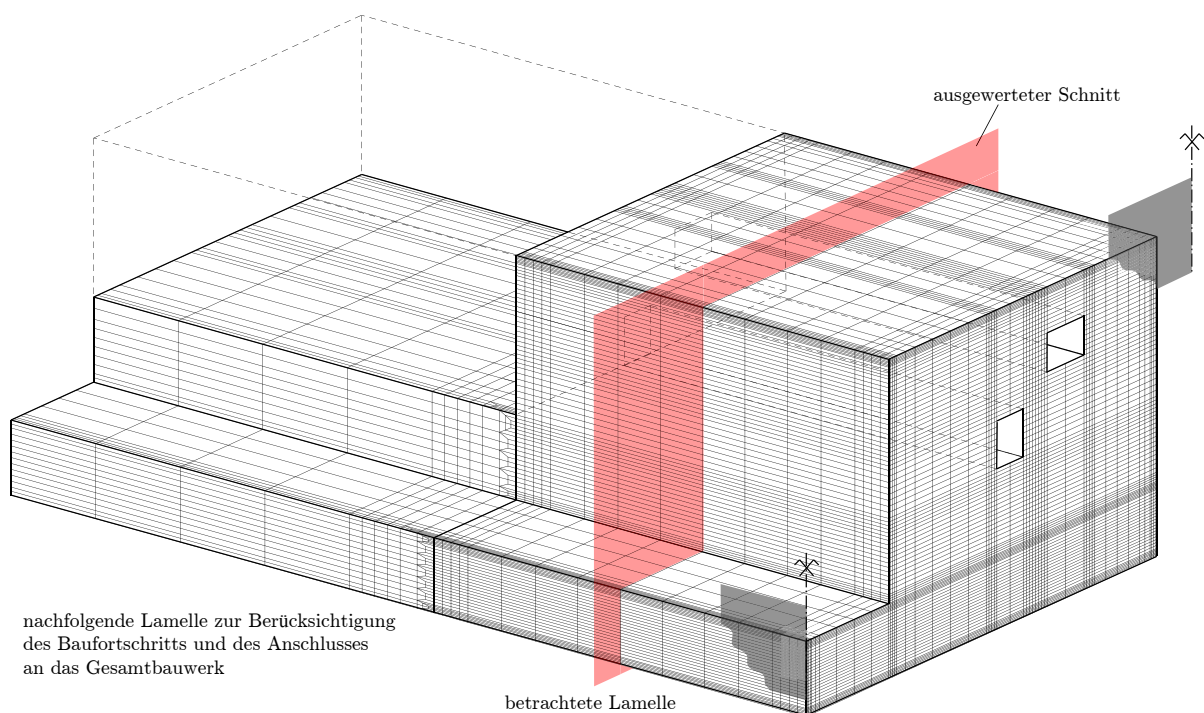


Abbildung 6.53: Vernetzung des 3D-Modells

Im Vergleich zum Scheibenmodell (siehe Abschn. 6.1.1.1) wurde aufgrund der Modellgröße die Netzfeinheit im Querschnitt reduziert und weiters wurde die Gruppenanzahl verringert, wie in Abb. 6.54 ersichtlich ist. Hinsichtlich der Zeitdiskretisierung gelten die Angaben aus Abschn. 6.1.1.2.

Für die Interaktion zwischen Bauwerk und angrenzendem Erdreich werden in der Sohle Federn angebracht, die die Bettungseigenschaften des Bodens abbilden. Zur Bestimmung der Federsteifigkeit werden die laut Bodengutachten ermittelten Bodenkennwerte verwendet (Abschn. 2.2). Um die Ausbildung einer Setzungsmulde zu ermöglichen, wird die Federsteifigkeit in der Sohle, wie in Abb. 6.55 dargestellt, in den Randbereichen angepasst (vgl. [Barth und Rustler, 2010, Kap. 6]).

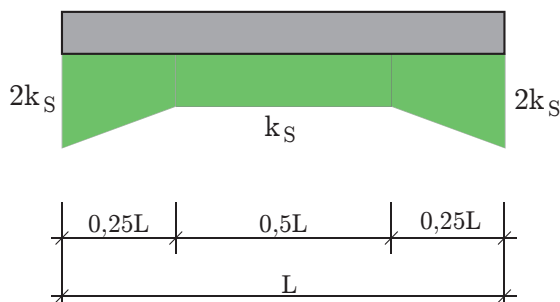


Abbildung 6.55: Verteilung des Bettungsmoduls k_S ([Barth und Rustler, 2010, S. 290])

k_S Bettungsmodul [MN/m^3]
 L Lamellenlänge [m]

6.2.2 Verifikation des Berechnungsmodells anhand der Dehnungsergebnisse

Das Berechnungsmodell liefert als Ergebnis freie Dehnungen. Um einen Vergleich zu ermöglichen, ist es erforderlich die gemessenen Dehnungen des Messprogramms unter Berücksichtigung der Temperaturdehnung mit der Glg. 6.1 ebenfalls in freie Dehnungen umzurechnen.

$$\varepsilon_{\text{frei}} = \varepsilon_T + \varepsilon_{\text{mess}} \quad (6.1)$$

$\varepsilon_{\text{frei}}$ freie Dehnung [-]
 $\varepsilon_{\text{mess}}$ gemessene, spannungswirksame Dehnung [-]
 ε_T Temperaturdehnungen [-]

Für die Verifikation des Berechnungsmodells wurden die Messpunkte im Messquerschnitt 01 sowie die Messpunkte des Messquerschnitts 02 im Kernbereich des Wandfußes herangezogen. Die Betrachtung der Dehnungen erfolgt ab Erhärtungsbeginn.

6.2.2.1 Messquerschnitt 1

Dieser Messquerschnitt umfasst die Bauabschnitte BA 01 (D1107, D1106), BA 02 (D1105, D1104, D1103) und BA 03 (D1102, D1101). Die Dehnungsmesspunkte liegen einheitlich im Randbetonbereich.

Die Dehnungsverläufe sind in Abb. 6.56 bis Abb. 6.62 dargestellt.

Messpunkt D1107

Einbaubeginn
0d + 0h (15.05.2001 9:00)

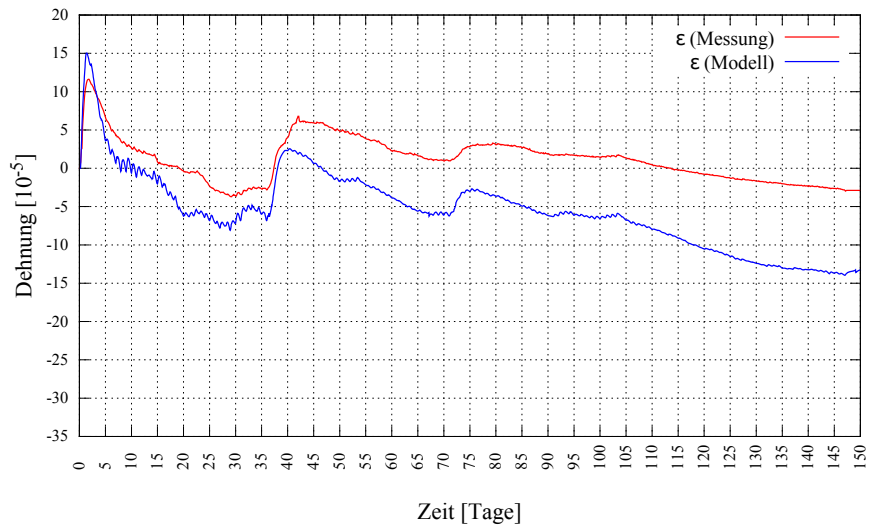
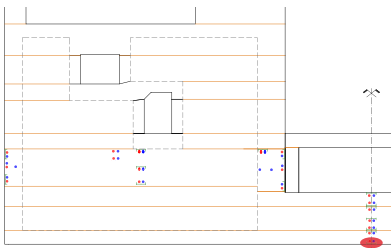


Abbildung 6.56: BA 01 / D1107 Dehnungen $\varepsilon_{\text{frei}}$ (Messung/Modell)

Messpunkt D1106

Einbaubeginn
0d + 0h (15.05.2001 9:00)

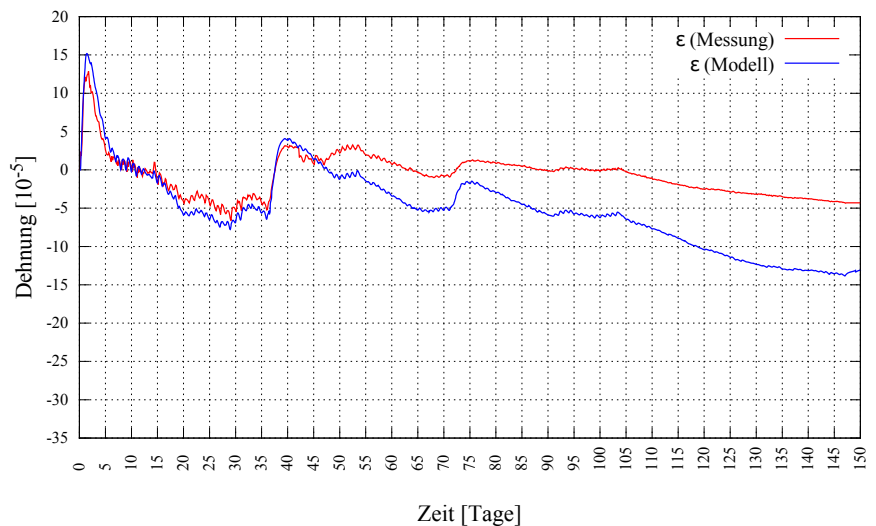
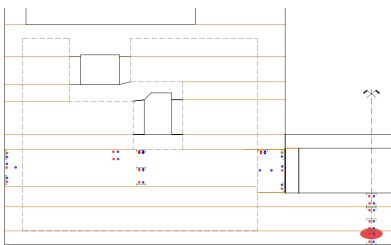


Abbildung 6.57: BA 01 / D1106 Dehnungen $\varepsilon_{\text{frei}}$ (Messung/Modell)

Messpunkt D1105

Einbaubeginn
36d + 2h (20.06.2001 11:00)

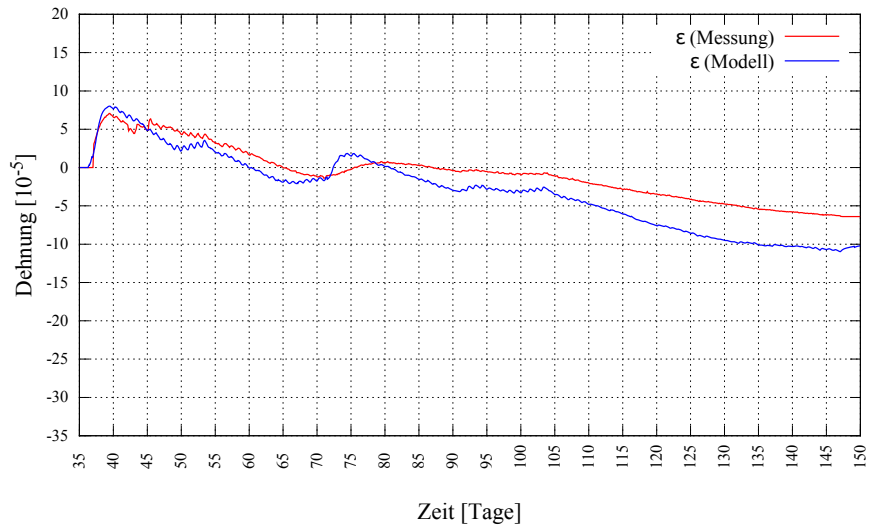
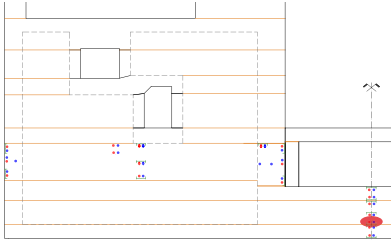


Abbildung 6.58: BA 02 / D1105 Dehnungen $\varepsilon_{\text{frei}}$ (Messung/Modell)

Messpunkt D1104

Einbaubeginn
36d + 9h (20.06.2001 18:00)

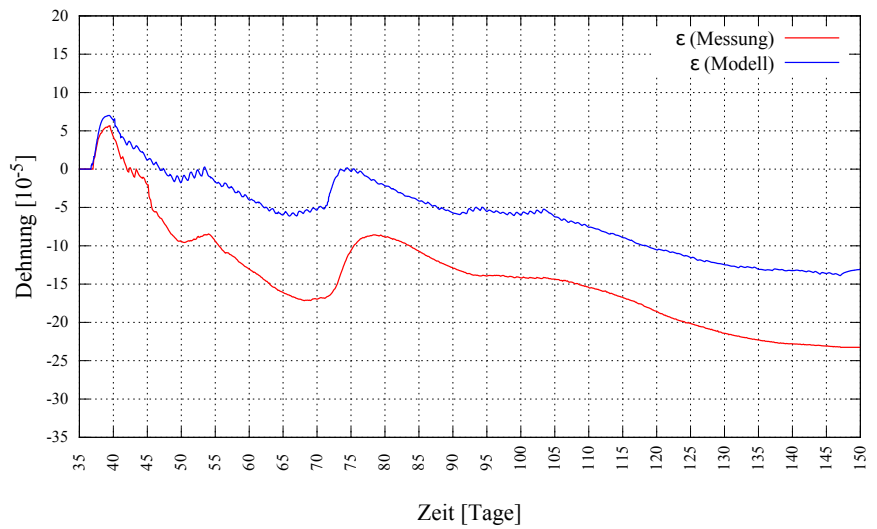
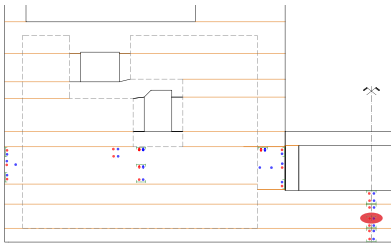


Abbildung 6.59: BA 02 / D1104 Dehnungen $\varepsilon_{\text{frei}}$ (Messung/Modell)

Messpunkt D1103

Einbaubeginn
36d + 20h (21.06.2001 5:00)

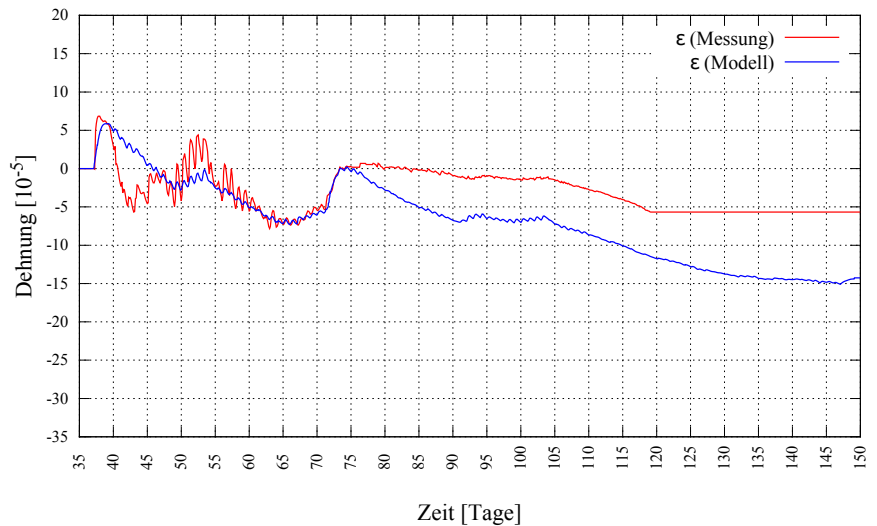
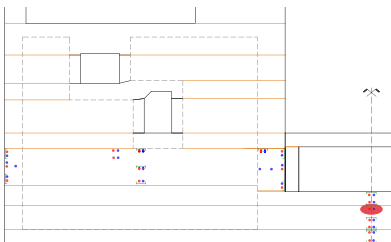


Abbildung 6.60: BA 02 / D1103 Dehnungen $\varepsilon_{\text{frei}}$ (Messung/Modell)

Messpunkt D1102

Einbaubeginn
71d + 9h (25.07.2001 18:00)

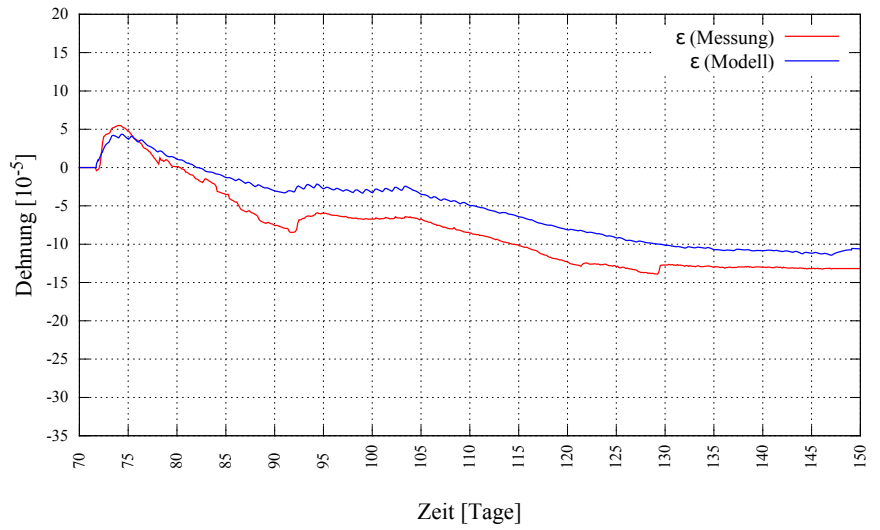
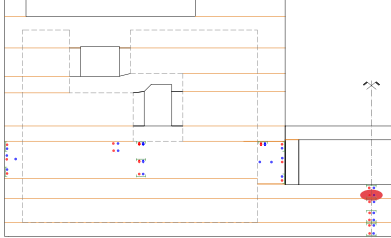


Abbildung 6.61: BA 03 / D1102 Dehnungen $\varepsilon_{\text{frei}}$ (Messung/Modell)

Messpunkt D1101

Einbaubeginn
71d + 9h (25.07.2001 18:00)

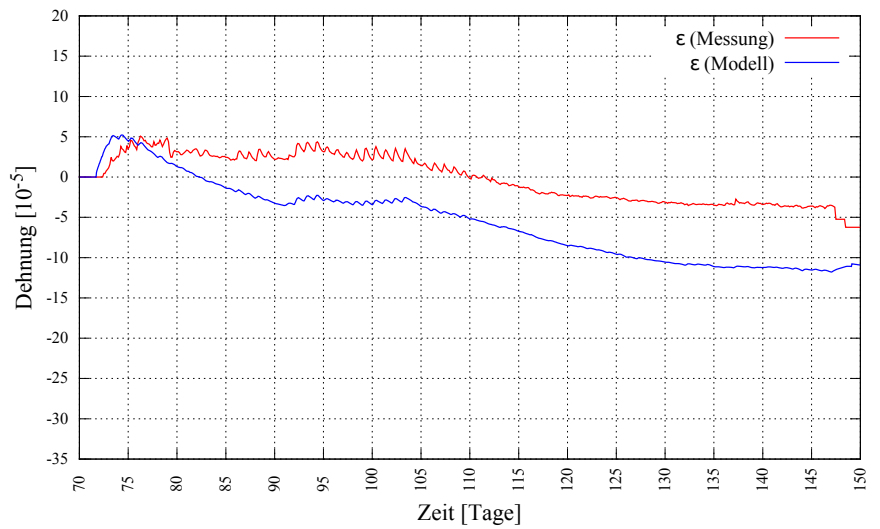
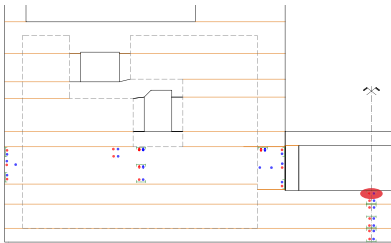


Abbildung 6.62: BA 03 / D1101 Dehnungen $\varepsilon_{\text{frei}}$ (Messung/Modell)

6.2.2.2 Messquerschnitt 2

Dieser Messquerschnitt umfasst den Bauabschnitt BA 04 (D1205, D1204, D1203). Die Dehnungsmesspunkte liegen einheitlich im Kernbetonbereich.

Die Dehnungsverläufe sind in Abb. 6.63 bis Abb. 6.65 dargestellt.

Messpunkt D1207

Einbaubeginn

153d + 3h (15.10.2001 12:00)

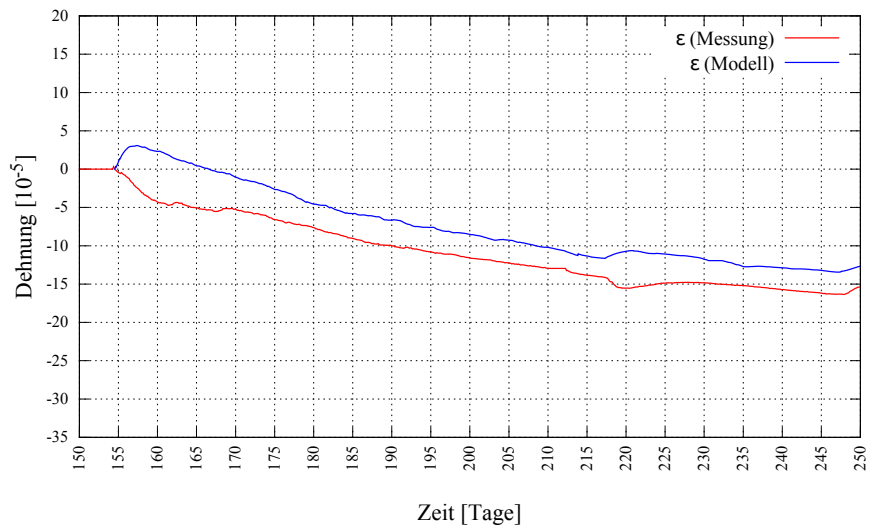
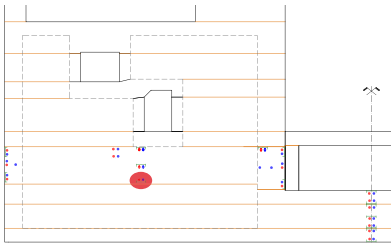


Abbildung 6.63: BA 04 / D1207 Dehnungen ϵ_{frei} (Messung/Modell)

Messpunkt D1206

Einbaubeginn

153d + 12h (15.10.2001 21:00)

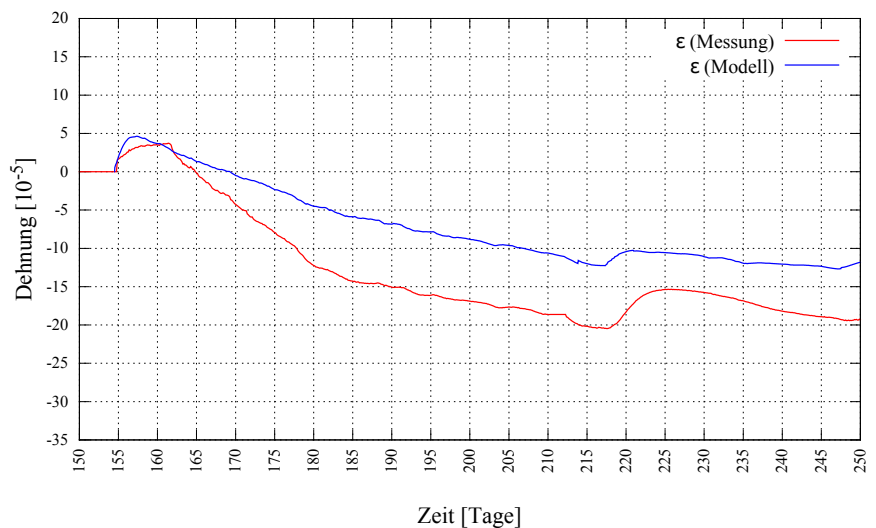
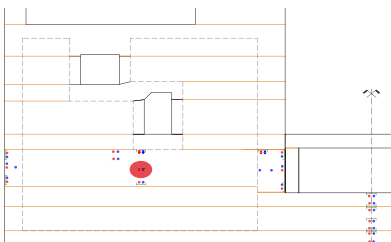


Abbildung 6.64: BA 04 / D1206 Dehnungen ϵ_{frei} (Messung/Modell)

Messpunkt D1205

Einbaubeginn
153d + 21h (16.10.2001 06:00)

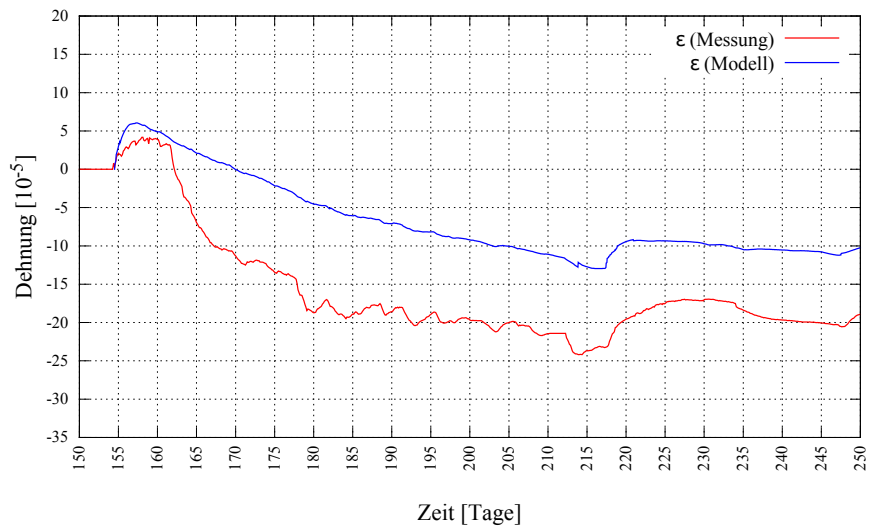
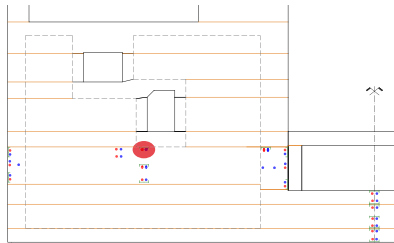


Abbildung 6.65: BA 04 / D1205 Dehnungen ϵ_{frei} (Messung/Modell)

Die Berechnungsergebnisse zeigen eine qualitative Übereinstimmung mit den Messergebnissen. Aufgrund der Vernachlässigung, von für die Höhe der Zwangsbeanspruchung relevanten Materialeigenschaften wie Viskoelastizität und Schwinden, sowie einer zeitindiskreten Abbildung des äußeren Einflusses von Setzungen, kommt es jedoch punktuell und tendenziell zu einer quantitativen Abweichung zwischen Messung und Ergebnis der Nachrechnung. Nachfolgend werden die Spannungsergebnisse dieser Berechnung dargestellt, wobei deren Aussagefähigkeit diesen Einschränkungen unterliegt und deshalb nur abschätzenden Charakter besitzt.

6.2.3 Zwangsspannung in den kritischen Bereichen

Es folgt die Darstellung der Zwangsspannung in Teilbereichen des Querschnitts. Im Hinblick auf die im Bauwerk beobachtete Rissbildung wird der Nahbereich des Versorgungsgangs und des Sparbeckenüberlaufs (Abb. 6.66) als besonders kritisch angesehen und in weiterer Folge näher betrachtet.

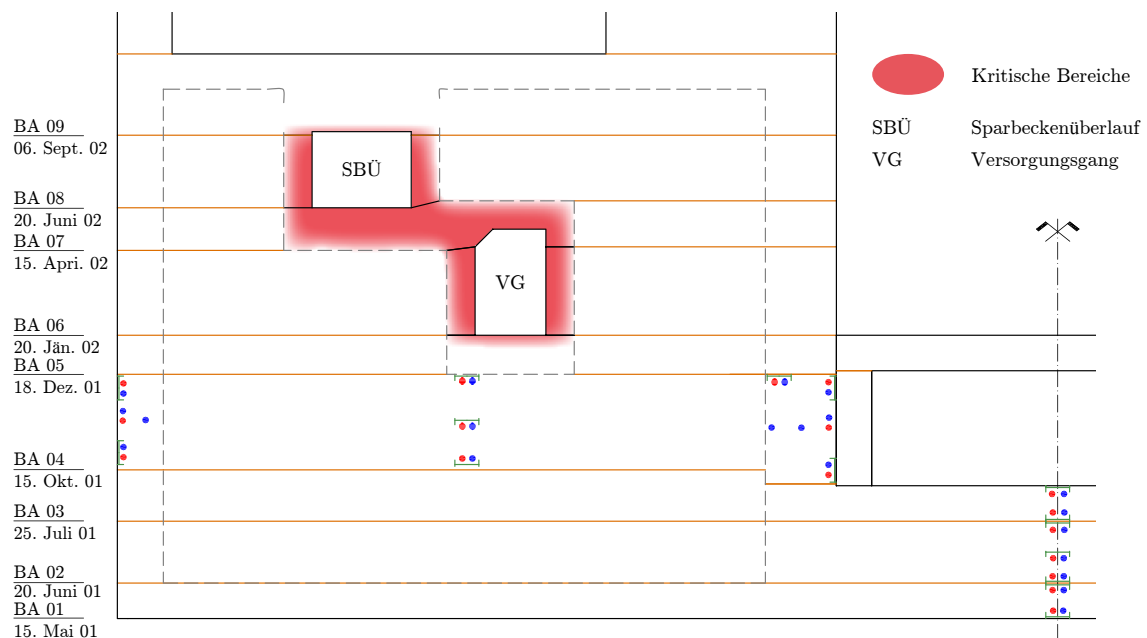


Abbildung 6.66: kritische Zwangsspannungsbereiche im Querschnitt

Der kritische Bereich umfasst die Bauabschnitte 06 - 08. In Abb. 6.67 bis Abb. 6.69 sind die durch den Baufortschritt hervorgerufenen Spannungsänderungen dargestellt. Ausgehend von einem spannungsfreien Querschnitt zum Einbaupunkt eines neuen Bauabschnitts wird die Änderung der Zwangsspannung fünf Tage nach Einbau betrachtet.

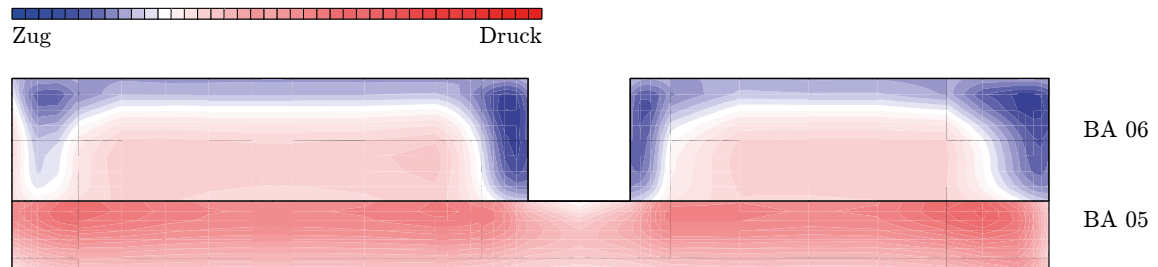


Abbildung 6.67: Änderung der Zwangsspannung infolge Einbau BA 06 (5 Tage nach Einbau)

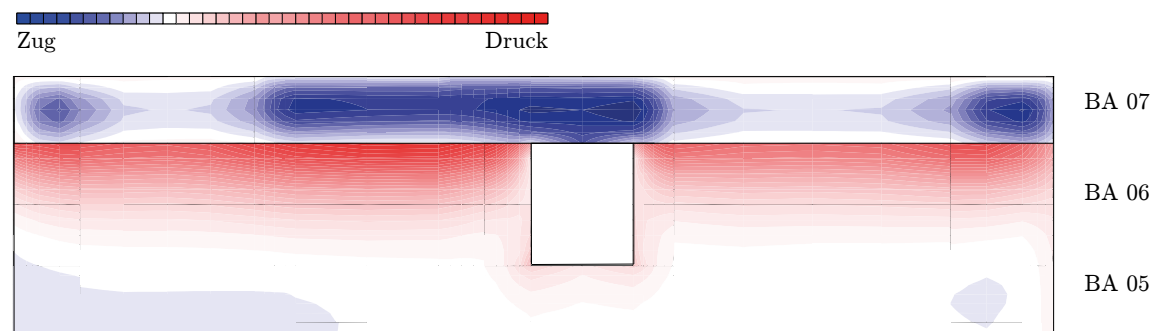


Abbildung 6.68: Änderung der Zwangsspannung infolge Einbau BA 07 (5 Tage nach Einbau)

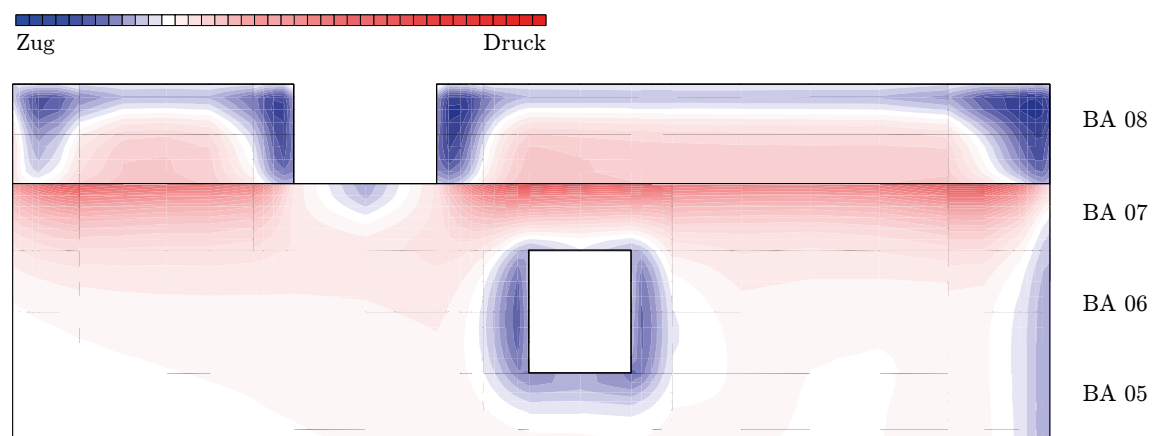


Abbildung 6.69: Änderung der Zwangsspannung infolge Einbau BA 08 (5 Tage nach Einbau)

Die besonders hohen Bauabschnitte 06 und 08 sind stark von Eigenspannungen geprägt. Durch die Abkühlung der oberflächennahen Bereiche entstehen in den Wänden der Gänge Zugbeanspruchungen. Bauabschnitt 07 besteht großteils aus Randbeton und ist fünf Tage nach dessen Einbau bereits stark ausgekühlt. Daher steht der Bauabschnitt komplett unter Zug, besonders im Bereich zwischen Sparbeckenüberlauf und Versorgungsgang.

7 Interpretation der Untersuchungsergebnisse

7.1 Einschätzung der Zwängungssituation mittels der Messergebnisse aus dem Bauwerksmonitoring

Die Untersuchungen in Kap. 5 haben gezeigt, dass in den betrachteten Bauabschnitten eine geringe zentrische Zwangsbeanspruchung auftritt.

Hingegen kann beobachtet werden, dass Biegezwang in der ersten Abkühlungsphase auftritt. Dieser Biegeanteil ist nicht mit dem Temperaturabfluss begründbar, sondern auf Setzungen zurückzuführen. Aufgrund der Dicke der Bauabschnitte ist der nicht-lineare Dehnungsanteil von maßgeblicher Größe. Dieser führt in Folge zu ausgeprägten Eigenspannungen.

Zu beobachten ist, dass mit dem Baufortschritt auch der Behinderungsgrad zunimmt.

Die Betrachtung des Risspotentials hat gezeigt, dass die Zwängungssituation zumindest punktuell kritische Zustände hervorruft.

7.2 Ergebnisse der numerischen Untersuchung und Analyse des vorhandenen Rissbildes im Versorgungsgang

Die numerische Untersuchung gliedert sich in zwei Teile. Zunächst wurde an einem Scheibenmodell die Temperaturfeldänderung im Herstellungsprozess simuliert. Dabei hat sich gezeigt, dass die massigen Bauabschnitte 02, 04, 06 und 08 große nicht-lineare Anteile aufweisen. In den eher plattenartigen Bauabschnitten 01, 03, 05 und 07 dominiert der konstante Temperaturanteil. Ein Biegeanteil ist durch die ungleichmäßige Abkühlung über die Querschnittshöhe ebenfalls vorhanden.

Anschließend wurden an einem räumlichen Berechnungsmodell die aus den Temperaturfeldänderungen resultierenden Zwangsspannungen berechnet. In den massigen Bauabschnitten dominieren die Eigenspannungen und in den plattenartigen Bauteilen tritt außerdem ein beachtlicher Anteil konstant verteilter Zwangsspannungen auf. Außerdem weisen die Berechnungsergebnisse eine markante Wechselwirkung zwischen Kern- und Randbeton auf. Hingegen ist die Wechselwirkung zwischen den einzelnen Bauabschnitten im Baufortschritt von untergeordneter Bedeutung.

Allerdings zeigt diese Berechnung auch, dass die festgestellte Dehnung nicht allein mit dem Zwang aus Temperatur und gewöhnlicher Setzung erklärt werden kann.

Mit Blick auf die Wassereindringung über die Risse im Versorgungsgang, werden nachfolgend zwei maßgebende Schnitte in dessen Umfeld betrachtet. Der erste Schnitt zeigt den Bereich zwischen Sparbeckenüberlauf und der Decke des Versorgungsgangs. Der zweite Schnitt gibt Aufschluss über den Risszustand im seitlichen Rand- und Kernbeton des Versorgungsgangs.

Wie die Abb. 7.1 zeigt, wird bereits sehr früh eine kritische Längsspannung im Mittenbereich zwischen den beiden Hohlräumen erreicht. Diese Spannung führt zu Rissen, die in der Querschnittsebene verlaufen. Gemäß Abb. 7.2 weitet sich mit zunehmender Zeit die kritische Beanspruchung bis zu den Randbereichen hin aus, sodass Decke und Wandbereich des Versorgungsgangs sowie Bodenplatte und untere Wand des Sparbeckenüberlaufs von diesen Rissen erfasst werden. Die damit einhergehende Durchgängigkeit könnte Ursache für die Wassereindringung in diesen Bereich des Versorgungsgangs sein.

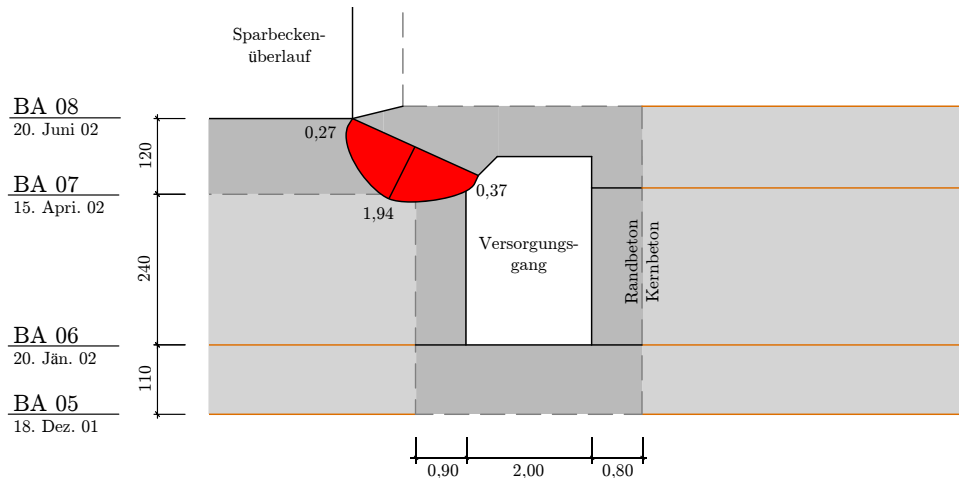


Abbildung 7.1: Verteilung der Längsspannung im Schnitt schräg zwischen Versorgungsgang und Sparbeckenüberlauf, 4 Tage nach Einbau von BA 07

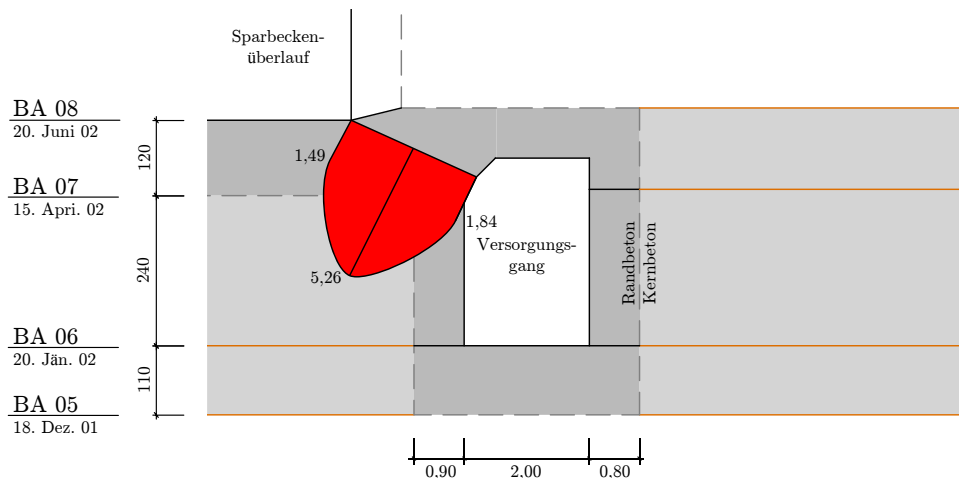


Abbildung 7.2: Verteilung der Längsspannung im Schnitt schräg zwischen Versorgungsgang und Sparbeckenüberlauf, 16 Tage nach Einbau von BA 07

Des Weiteren ist Abb. 7.3 zu entnehmen, dass bereits nach fünf Tagen auch im seitlichen Randbeton des Versorgungsgangs kritische Spannungen aufgebaut werden. Diese Spannungen sind zunächst dreiecksförmig verteilt und zeigen eine Risstiefe von circa 30 % der Randbetondicke an. Im weiteren Zeitverlauf (Abb. 7.4) vergrößern sich diese Spannungen derart, dass auch im Übergangsbereich zwischen Rand- und Kernbeton mit Rissbildung zu rechnen ist. Geht man davon aus, dass im Übergangsbereich zwischen BA 07 und BA 08 zusätzliche wasserführende Störbereiche existieren, kann die Wassereindringung bis zum unteren Bereich der kammerseitigen Versorgungsgangwand erklärt werden.

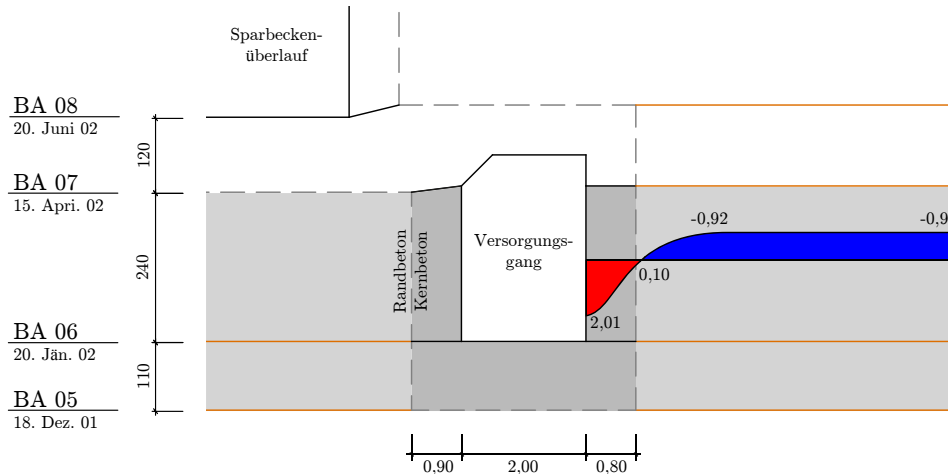


Abbildung 7.3: Verteilung der Längsspannung in horizontalem Schnitt an den Versorgungsgang angrenzend, 5 Tage nach Einbau von BA 06

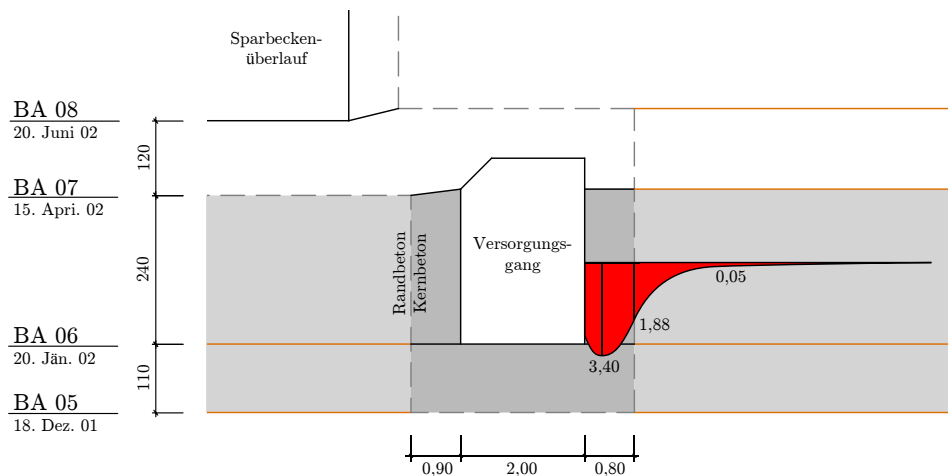


Abbildung 7.4: Verteilung der Längsspannung in horizontalem Schnitt an den Versorgungsgang angrenzend, 8 Tage nach Einbau von BA 06

8 Zusammenfassung und Ausblick

Im Zuge dieser Arbeit wurde am Beispiel der Schleuse Uelzen II das Entstehen von Zwangsspannungen im Herstellungszeitraum untersucht. Bei der Schleusenkonstruktion handelt es sich um eine Sparschleuse in teilmonolithischer Bauweise. Zur Verringerung der Hydratationswärme wurden mehrere Betonrezepturen verwendet.

Um die Zwängungssituation im Querschnitt beurteilen zu können, wurde eine Beanspruchungsanalyse durchgeführt.

Unter Verwendung der, durch das zur Anwendung gekommene Monitoringsystem, gewonnenen Messresultate wurde eine Zerlegung des Dehnungsprofils durchgeführt und die konstanten, linearen und nicht-linearen Dehnungsbestandteile ausgewertet. Es konnte festgestellt werden, dass im Querschnitt setzungsbedingte Dehnungen auftreten und es zu signifikanten Eigenspannungen kommt.

Anhand des ermittelten Risspotentials kann beobachtet werden, dass es punktuell zu einem Überschreiten der Betonzugfestigkeit kommt.

Aufgrund der, auf die Punkte des Messsystems, begrenzten Aussagekraft der Beanspruchungsanalyse, wurde eine numerische Untersuchung des Bauwerks durchgeführt.

Zunächst wurde ein Scheibenmodell des Querschnitts modelliert. Das Modell ist in der Lage zeitabhängige Eingangsgrößen wie die Festigkeitsentwicklung des Betons und veränderliche klimatische Randbedingungen zu berücksichtigen. Dadurch ist es möglich, eine realistische Berechnung der Temperaturgeschichte im Bauteil durchzuführen. Verifiziert wurde das Berechnungsmodell über den Vergleich mit gemessenen Temperaturverläufen. Anhand des Temperaturfeldes konnte für vom Messsystem nicht erfasste Bauabschnitte das Temperaturdehnungsprofil abgeschätzt werden. Es zeigt sich, dass abhängig von der Höhe des Bauabschnitts entweder die konstanten oder nicht-linearen Dehnungsanteile ausgeprägter sind.

In einem weiteren Schritt wurde ein 3D-Modell erzeugt. Dieses wurde anhand von Dehnungsmessungen im Bauteil verifiziert. Dabei konnte festgestellt werden, dass in den Dehnungsverläufen punktuell und tendenziell größere Abweichungen auftreten. Dies kann zurückgeführt werden auf die Vernachlässigung von viskoelastischen Betoneigenschaften und Schwinden sowie der ungleichmäßigen Bettungseigenschaften im Baugrund. Demzufolge weist die Spannungsauswertung für die kritischen Bereiche des Querschnitts im Umfeld des Versorgungsgangs eingeschränkte Aussagefähigkeit auf. Die linear elastisch ermittelten Zugspannungen lassen jedoch auf ein frühes Überschreiten der Zugfestigkeit schließen. Damit kann die Rissbildung im Versorgungsgang begründet und die Durchgängigkeit dieser Risse hin zu wasserführenden Bereichen der Schleuse nachvollzogen werden.

Um genauere Aussagen über die Rissbildung treffen zu können, wäre eine erweiterte numerische Untersuchung am gesamten Querschnitt notwendig. Die Abbildung von Viskoelastizität ist dabei besonders signifikant. Für die Implementierung von entwickelten Modellansätzen in Berechnungsmodelle dieser Größenordnung ist an dieser Stelle weiterer Forschungsbedarf erforderlich.

Abbildungsverzeichnis

1.1	Schematischer Querschnitt Schleuse Uelzen I (links) und II (rechts) ([WSV, 2000, S. A3])	2
2.1	Querschnitt L4/5-S 011a durch die Schleuse Uelzen II ([BGS, 2000])	4
2.2	Verteilung der Kern- und Randbetonzonen	5
3.1	Hydratationsphasen und Wärmefreisetzungsrate ([Röhling, 2005, S. 14])	7
3.2	Schematischer Verlauf der Betontemperatur abhängig von den Entwicklungsbedingungen ([Röhling, 2005, S. 50])	7
3.3	Temperaturmesspunkte im Probekörper ([ZTV-W, 2004, S. 25])	8
3.4	Anpassung des mathematischen Modells (Kernbeton)	10
3.5	Anpassung des mathematischen Modells (Randbeton)	11
3.6	Berechnungsmodell des Probewürfels	13
3.7	Vergleich der gemessenen und berechneten Temperaturverläufe im Versuch	14
3.8	Messwerte und Werkstoffansatz für die Entwicklung des Elastizitätsmoduls (Randbeton)	16
3.9	Messwerte und Werkstoffansatz für die Entwicklung der Zugfestigkeit (Randbeton) . .	17
3.10	Messwerte und Werkstoffansatz für die Entwicklung des Elastizitätsmoduls (Kernbeton)	17
3.11	Messwerte und Werkstoffansatz für die Entwicklung der Zugfestigkeit (Kernbeton) . .	17
3.12	Modellvorstellung des Kriech- und Relaxationsverhaltens	18
4.1	Stufenförmiger Ablauf des Baufortschritts	20
4.2	Blick in den Grundlaufkanal aus südlicher Richtung	22
4.3	Dehnungsmessgerät des Typs 4200 ([Geokon, 2012])	23
4.4	Lage der Messquerschnitte 1 und 2 in den beiden Messebenen	24
4.5	Geometrische Lage der Messpunkte in den Messebenen ([BAW, 2001])	24
4.6	Beispielhafte Darstellung der Messpunkteinbausituation ([MPA-Braunschweig, 2001b])	25
4.7	Lage und Bezeichnung der Messpunkte im Messquerschnitt 1 ([BAW, 2001])	25
4.8	Lage und Bezeichnung der Messpunkte im Messquerschnitt 2 ([BAW, 2001])	25
4.9	Temperaturergebnisse BA 01 im MQ 1 ([MPA-Braunschweig, 2001a])	26
4.10	Dehnungsmessergebnisse BA 01 im MQ 1 ([MPA-Braunschweig, 2001a])	26
4.11	Lage des Versorgungsgangs im Querschnitt	27
4.12	Rissdokumentation Lamelle 01 Ostwand 30.03, 02.04, 03.04.07 ([HMP, 2008, Anlage 4])	27
4.13	Rissdokumentation Lamelle 01 Decke 19.04.07 ([HMP, 2008, Anlage 4])	27
5.1	Zerlegung des Dehnungsverlaufs im Querschnitt ([Eierle und Schikora, 2000, S. 86]) . .	29
5.2	BA 02 / Dehnungs- und Temperaturverlauf, Tag 35 bis 120	30
5.3	BA 02 / Abschnittsweise Dehnungsänderung $\varepsilon_{\text{frei}}$, ε_{T}	30
5.4	BA 02 / Dehnungsanteile $\varepsilon_{\text{frei}}$, ε_{T} 38d bis 54d	31
5.5	BA 02 / Dehnungsanteile $\varepsilon_{\text{frei}}$, ε_{T} 54d bis 71d	31
5.6	BA 02 / Dehnungsanteile $\varepsilon_{\text{frei}}$, ε_{T} 71d bis 79d	32
5.7	BA 02 / Dehnungsanteile $\varepsilon_{\text{frei}}$, ε_{T} 79d bis 105d	32
5.8	BA 04 / Dehnungs- und Temperaturverlauf, Tag 150 bis 255	33
5.9	BA 04 / Abschnittsweise Dehnungsänderung $\varepsilon_{\text{frei}}$, ε_{T}	33
5.10	BA 04 / Dehnungsanteile $\varepsilon_{\text{frei}}$, ε_{T} 157d bis 182d	34

5.11	BA 04 / Dehnungsanteile $\varepsilon_{\text{frei}}, \varepsilon_{\text{T}}$ 182d bis 216d	34
5.12	BA 04 / Dehnungsanteile $\varepsilon_{\text{frei}}, \varepsilon_{\text{T}}$ 216d bis 229d	35
5.13	BA 04 / Dehnungsanteile $\varepsilon_{\text{frei}}, \varepsilon_{\text{T}}$ 229d bis 246d	35
5.14	Bauabschnitt 01, $\sigma_{\text{ct}}, f_{\text{ct}}$	36
5.15	Bauabschnitt 02, $\sigma_{\text{ct}}, f_{\text{ct}}$	37
5.16	Bauabschnitt 03, $\sigma_{\text{ct}}, f_{\text{ct}}$	37
5.17	Bauabschnitt 04 außenseitig, $\sigma_{\text{ct}}, f_{\text{ct}}$	37
5.18	Bauabschnitt 04 mittig, $\sigma_{\text{ct}}, f_{\text{ct}}$	38
5.19	Bauabschnitt 04 kammerseitig, $\sigma_{\text{ct}}, f_{\text{ct}}$	38
5.20	Bauabschnitt 04 mittig, $\sigma_{\text{ct}}, f_{\text{ct}}$	38
5.21	Bereiche mit verstärkter Rissbildung (auf Basis der Risspotentialberechnung)	39
6.1	Gruppeneinteilung im Scheibenmodell	40
6.2	Finite-Elemente-Netz des Scheibenmodells	41
6.3	Vergleich der in die Berechnung eingehenden Temperaturverläufe abhängig von den gewählten Schrittweiten (1, 3, 6, 12 Stunden)	42
6.4	Lage der Detailausschnitte (Wandfußmodell, Sohlenmodell) im Querschnitt	42
6.5	Sohlenmodell	43
6.6	Temperaturverlauf T1107, unten: Zeitraum 0-10 Tage	44
6.7	Temperaturverlauf T1106, unten: Zeitraum 0-10 Tage	44
6.8	Temperaturverlauf T1105, unten: Zeitraum 36-46 Tage	45
6.9	Temperaturverlauf T1104, unten: Zeitraum 36-46 Tage	45
6.10	Temperaturverlauf T1103, unten: Zeitraum 36-46 Tage	46
6.11	Temperaturverlauf T1102, unten: Zeitraum 71-81 Tage	46
6.12	Temperaturverlauf T1101, unten: Zeitraum 71-81 Tage	47
6.13	Wandfußmodell	47
6.14	Temperaturverlauf T1207, unten: Zeitraum 153-163 Tage	48
6.15	Temperaturverlauf T1206, unten: Zeitraum 153-163 Tage	48
6.16	Temperaturverlauf T1205, unten: Zeitraum 153-163 Tage	49
6.17	BA 01 / Dehnungs- und Temperaturverlauf, Tag 0 bis 85	50
6.18	BA 01 / Abschnittsweise Dehnungsänderung ε_{T}	50
6.19	BA 01 / Dehnungsanteile ε_{T} 2d bis 9d	51
6.20	BA 01 / Dehnungsanteile ε_{T} 9d bis 35d	51
6.21	BA 01 / Dehnungsanteile ε_{T} 35d bis 45d	51
6.22	BA 01 / Dehnungsanteile ε_{T} 45d bis 55d	51
6.23	BA 02 / Dehnungs- und Temperaturverlauf, Tag 35 bis 120	52
6.24	BA 02 / Abschnittsweise Dehnungsänderung ε_{T}	52
6.25	BA 02 / Dehnungsanteile ε_{T} 38d bis 54d	53
6.26	BA 02 / Dehnungsanteile ε_{T} 54d bis 71d	53
6.27	BA 02 / Dehnungsanteile ε_{T} 71d bis 79d	53
6.28	BA 02 / Dehnungsanteile ε_{T} 79d bis 105d	53
6.29	BA 05 / Dehnungs- und Temperaturverlauf, Tag 215 bis 300	54
6.30	BA 05 / Abschnittsweise Dehnungsänderung ε_{T}	54
6.31	BA 05 / Dehnungsanteile ε_{T} 218d bis 224d	55
6.32	BA 05 / Dehnungsanteile ε_{T} 224d bis 250d	55
6.33	BA 05 / Dehnungsanteile ε_{T} 250d bis 255d	55
6.34	BA 05 / Dehnungsanteile ε_{T} 255d bis 270d	55
6.35	BA 06 / Dehnungs- und Temperaturverlauf, Tag 250 bis 400	56
6.36	BA 06 / Abschnittsweise Dehnungsänderung ε_{T}	56
6.37	BA 06 (Rand) / Dehnungsanteile ε_{T} 252d bis 270d	57
6.38	BA 06 (Rand) / Dehnungsanteile ε_{T} 270d bis 335d	57

6.39	BA 06 (Rand) / Dehnungsanteile ε_T 335d bis 345d	57
6.40	BA 06 (Rand) / Dehnungsanteile ε_T 345d bis 360d	57
6.41	BA 06 / Dehnungs- und Temperaturverlauf, Tag 250 bis 400	58
6.42	BA 06 / Abschnittsweise Dehnungsänderung ε_T	58
6.43	BA 06 (Kern) / Dehnungsanteile ε_T 252d bis 270d	59
6.44	BA 06 (Kern) / Dehnungsanteile ε_T 270d bis 335d	59
6.45	BA 06 (Kern) / Dehnungsanteile ε_T 335d bis 345d	59
6.46	BA 06 (Kern) / Dehnungsanteile ε_T 345d bis 360d	59
6.47	BA 08 / Dehnungs- und Temperaturverlauf, Tag 401 bis 500	60
6.48	BA 08 / Abschnittsweise Dehnungsänderung ε_T	60
6.49	BA 08 / Dehnungsanteile ε_T 405d bis 421d	61
6.50	BA 08 / Dehnungsanteile ε_T 421d bis 480d	61
6.51	BA 08 / Dehnungsanteile ε_T 480d bis 495d	61
6.52	BA 08 / Dehnungsanteile ε_T 495d bis 500d	61
6.53	Vernetzung des 3D-Modells	62
6.54	Gruppenteilung in Querrichtung für die Berechnung des 3D-Modells	63
6.55	Verteilung des Bettungsmoduls k_S ([Barth und Rustler, 2010, S. 290])	64
6.56	BA 01 / D1107 Dehnungen $\varepsilon_{\text{frei}}$ (Messung/Modell)	65
6.57	BA 01 / D1106 Dehnungen $\varepsilon_{\text{frei}}$ (Messung/Modell)	65
6.58	BA 02 / D1105 Dehnungen $\varepsilon_{\text{frei}}$ (Messung/Modell)	66
6.59	BA 02 / D1104 Dehnungen $\varepsilon_{\text{frei}}$ (Messung/Modell)	66
6.60	BA 02 / D1103 Dehnungen $\varepsilon_{\text{frei}}$ (Messung/Modell)	66
6.61	BA 03 / D1102 Dehnungen $\varepsilon_{\text{frei}}$ (Messung/Modell)	67
6.62	BA 03 / D1101 Dehnungen $\varepsilon_{\text{frei}}$ (Messung/Modell)	67
6.63	BA 04 / D1207 Dehnungen $\varepsilon_{\text{frei}}$ (Messung/Modell)	68
6.64	BA 04 / D1206 Dehnungen $\varepsilon_{\text{frei}}$ (Messung/Modell)	68
6.65	BA 04 / D1205 Dehnungen $\varepsilon_{\text{frei}}$ (Messung/Modell)	69
6.66	kritische Zwangsspannungsbereiche im Querschnitt	69
6.67	Änderung der Zwangsspannung infolge Einbau BA 06 (5 Tage nach Einbau)	70
6.68	Änderung der Zwangsspannung infolge Einbau BA 07 (5 Tage nach Einbau)	70
6.69	Änderung der Zwangsspannung infolge Einbau BA 08 (5 Tage nach Einbau)	70
7.1	Verteilung der Längsspannung im Schnitt schräg zwischen Versorgungsgang und Sparbeckenüberlauf, 4 Tage nach Einbau von BA 07	72
7.2	Verteilung der Längsspannung im Schnitt schräg zwischen Versorgungsgang und Sparbeckenüberlauf, 16 Tage nach Einbau von BA 07	72
7.3	Verteilung der Längsspannung in horizontalem Schnitt an den Versorgungsgang angrenzend, 5 Tage nach Einbau von BA 06	73
7.4	Verteilung der Längsspannung in horizontalem Schnitt an den Versorgungsgang angrenzend, 8 Tage nach Einbau von BA 06	73
A.1	Temperaturergebnisse BA 02 im MQ 1 ([MPA-Braunschweig, 2001a])	83
A.2	Dehnungsergebnisse BA 02 im MQ 1 ([MPA-Braunschweig, 2001a])	83
A.3	Temperaturergebnisse BA 03 im MQ 1 ([MPA-Braunschweig, 2001a])	84
A.4	Dehnungsergebnisse BA 03 im MQ 1 ([MPA-Braunschweig, 2001a])	84
A.5	Temperaturergebnisse BA 03 (Ebene 2) im MQ 1 ([MPA-Braunschweig, 2001a])	85
A.6	Dehnungsergebnisse BA 03 (Ebene 2) im MQ 1 ([MPA-Braunschweig, 2001a])	85
A.7	Temperaturergebnisse BA 04 (Mitte) im MQ 2 ([MPA-Braunschweig, 2001b])	86
A.8	Dehnungsergebnisse BA 04 (Mitte) im MQ 2 ([MPA-Braunschweig, 2001b])	86
A.9	Temperaturergebnisse BA 04 (Mitte)(Ebene 2) im MQ 2 ([MPA-Braunschweig, 2001b])	87
A.10	Dehnungsergebnisse BA 04 (Mitte)(Ebene 2) im MQ 2 ([MPA-Braunschweig, 2001b])	87

A.11	Temperaturergebnisse BA 04 (Ost) im MQ 2 ([MPA-Braunschweig, 2001b])	88
A.12	Dehnungsergebnisse BA 04 (Ost) im MQ 2 ([MPA-Braunschweig, 2001b])	88
A.13	Temperaturergebnisse BA 04 (West) im MQ 2 ([MPA-Braunschweig, 2001b])	89
A.14	Dehnungsergebnisse BA 04 (West) im MQ 2 ([MPA-Braunschweig, 2001b])	89
B.1	Temperaturverlauf T1201, unten: Zeitraum 153-163 Tage	90
B.2	Temperaturverlauf T1202, unten: Zeitraum 153-163 Tage	91
B.3	Temperaturverlauf T1203, unten: Zeitraum 153-163 Tage	91
B.4	Temperaturverlauf T1204, unten: Zeitraum 153-163 Tage	92
B.5	Temperaturverlauf T1208, unten: Zeitraum 153-163 Tage	92
B.6	Temperaturverlauf T1209, unten: Zeitraum 153-163 Tage	93
B.7	Temperaturverlauf T1210, unten: Zeitraum 153-163 Tage	93
B.8	Temperaturverlauf T1211, unten: Zeitraum 153-163 Tage	94
B.9	Temperaturverlauf T1212, unten: Zeitraum 153-163 Tage	94
B.10	Temperaturverlauf T1213, unten: Zeitraum 153-163 Tage	95
B.11	Temperaturverlauf T2201, unten: Zeitraum 153-163 Tage	95
B.12	Temperaturverlauf T2202, unten: Zeitraum 153-163 Tage	96

Tabellenverzeichnis

2.1	Anforderungen und Eigenschaften der verwendeten Betongüten ([Putzmeister, 2009, S. 1])	5
3.1	Verwendete Wärmeleitahlen abhängig von der Betonrezeptur	12
3.2	Verwendete Wärmespeicherkapazitäten abhängig von der Betonrezeptur	12
3.3	Berechnung des Wärmeübergangskoeffizienten abhängig von der geometrischen Lage am Bauteil	13
3.4	Entwicklung des Elastizitätsmoduls und der Zugfestigkeit abhängig vom Betonalter t (Randbeton)	16
3.5	Entwicklung des Elastizitätsmoduls und der Zugfestigkeit abhängig vom Betonalter t (Kernbeton)	16
4.1	Einbauzeitpunkte, Einbaudauer und Einbautemperaturen der unterschiedlichen Bauabschnitte	21
4.2	Wärmeübergangskoeffizienten der Kontaktflächen ([Röhling, 2005, S. 76] und [Kehlbeck, 1975])	23
6.1	Betoneigenschaften und Parameter der Entwicklungsfunktion II	43
6.2	Eigenschaften des 3D-Modells	63

Literaturverzeichnis

- Barth, C. und Rustler, W. (2010). *Finite Elemente in der Baustatik-Praxis*. Bauwerk Verlag GmbH, Dresden, Deutschland.
- BAW (1997). Monitoringsystem zur Überwachung der Fugendichtigkeit an der Schleuse Uelzen. In *Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 76*, S. 7–13. Eigenverlag, Karlsruhe, Deutschland.
- BAW (2001). Schleuse Uelzen II Messprogramm Massivbau. Plan, Neubauamt für den Ausbau des Mittellandkanales in Hannover, Hannover, Deutschland.
- BGS, I. (2000). Neubau der Schleuse Uelzen II, Übersichtsschalplan: Querschnitt Q1 - Q1. Plan, BGS Ingenieursozietät, Hannover, Deutschland.
- Bödefeld, J. und Ehmman, R. (2006). Mit oder ohne Fugen - Vorteile, Erfahrungen und Machbarkeit für eine neue Schleuse. In *Binnenschifffahrt, Binnenwasserstraßen und Binnenhäfen*, S. 80–82. PIANC - Deutsche Sektion, Bonn, Deutschland.
- DIN EN 1992-1-1 (2011). *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (Ausgabe 2011-01)*. Deutsches Normungsinstitut, Berlin, Deutschland.
- Eierle, B. und Schikora, K. (2000). *Zwang und Rissbildung infolge Hydratationswärme - Grundlagen, Berechnungsmodelle und Tragverhalten*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 512, Beuth Verlag GmbH, Berlin, Deutschland.
- Fockenber, K., Hesse, H., Sänge, C., Garbade, B. und Züblin-AG (2005). Schleuse Uelzen II am Elbe-Seiten-Kanal. In *Bautechnik 82*, S. 254–260. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, Deutschland.
- Freiesleben, H., Hansen, P. und Pedersen, E. J. (1977). *Maleinstrument til Kontrol af befons haerding*. Nordisk Beton, Stockholm, Schweden, 1. Auflage.
- Geokon (2012). Instruction Manual Modell 4200 Series Vibrating Wire Strain Gages. Report, Geokon Inc., Lebanon, USA.
- Heinrich, P. J. (2013). *Analytische Berücksichtigung viskoelastischer Betoneigenschaften bei der Ermittlung der Zwangsspannungen von erhärtenden Betonbauteilen unter teilweiser Verformungshinderung*. Masterarbeit, Institut für Betonbau der technischen Universität Graz, Graz, Österreich.
- HMP (2008). Neubau Schleuse Uelzen II Zwischenbericht-Nr.: B 277/08 Rissdokumentation im Verbindungsgang März 2007 bis 5. April 2008. Report, Baustoffingenieurgesellschaft HMP MBH, Hamburg, Deutschland.
- Jonasson, J.-E. (1985). *Slipform construction - calculations for assessing protection against early freezing*. Selbstverlag, Stockholm, Schweden, 1. Auflage.
- Kehlbeck, F. (1975). *Einfluss der Sonnenstrahlung auf Brückenbauwerke*. Werner-Verlag, Düsseldorf, Deutschland, 1. Auflage.

- Krug, M. und Vestner, R. (2010). Planung Schleuse BoIzum - Innovation und Nachhaltigkeit. In *Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, Heft 40*, S. 161–169. Technische Universität Dresden, Dresden, Deutschland.
- Mandry, W. (1961). *Über das Kühlen von Beton*. Springer Verlag, Berlin, Deutschland, 1. Auflage.
- MPA-Braunschweig (2001a). BV Schleuse Uelzen II Projekt(7034/1521) MQ 1. Report, Materialprüfanstalt für das Bauwesen Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Braunschweig, Deutschland.
- MPA-Braunschweig (2001b). BV Schleuse Uelzen II Projekt(7034/1521) MQ 2. Report, Materialprüfanstalt für das Bauwesen Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Braunschweig, Deutschland.
- NBA-Hannover (2002a). Schleuse Uelzen II, Stand der Arbeiten 03. September 2002. Report, Neubauamt für den Ausbau des Mittellandkanales in Hannover, Hannover, Deutschland.
- NBA-Hannover (2002b). Schleuse Uelzen II, Stand der Arbeiten 29. Oktober 2002. Report, Neubauamt für den Ausbau des Mittellandkanales in Hannover, Hannover, Deutschland.
- Neville, A. (1981). *Properties of Concrete*. Pitman Publishing, London, Großbritannien, 3. Auflage.
- Putzmeister (2009). Schleusen-Großbaustelle stellt hohe Anforderungen auch an Betonpumpen und Dienstleister. Report, Putzmeister Concrete Pumps GmbH, BP 4180, Aichtal, Deutschland.
- QSI (2002). Betonierbericht BB 20/01. Report, Institut für Qualitätssicherung, Stoffprüfung und Instandsetzungstechnik GmbH, Hamburg, Deutschland.
- Rietschel, H. und Raiss, W. (1968). *Heiz- und Klimatechnik*. Springer-Verlag, Berlin, Deutschland, 15. Auflage.
- Röhling, S. (1981). *Methode zur rechnerischen Ermittlung der temperaturbeeinflussten Festigkeitsentwicklung des Betons*. Dissertation, Technische Hochschule Leipzig, Leipzig, Deutschland.
- Röhling, S. (2005). *Zwangsspannungen infolge Hydratationswärme*. Verlag Bau+Technik GmbH, Düsseldorf, Deutschland, 1. Auflage.
- Rostásy, F. S. und Gutsch, A. (1999). Der Hydratationsgrad - Universeller Zustandsparameter der Erhärtung jungen Betons. Report, Betonbau in Forschung und Praxis, Düsseldorf, Deutschland.
- Rostásy, F. S. und Krauß, M. (2001). *Frühe Risse in massigen Betonbauteilen - Ingenieurmodelle für die Planung von Gegenmaßnahmen*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 520, Beuth Verlag GmbH, Berlin, Deutschland, 1. Auflage.
- Rostásy, F. S., Krauss, M. und Budelmann, H. (2002). Planungswerkzeug zur Kontrolle der frühen Rissbildung in massigen Betonbauteilen. In *Bautechnik 79*, S. 523–527. Ernst (Wilhelm) and Sohn, Berlin, Deutschland, 1. Auflage.
- Schlicke, D. (2013). *Modell zur Berücksichtigung der Materialeigenschaften und der Bauteilgeometrie bei der Bestimmung der Mindestbewehrung von gezwängten Betonbauteilen*. Dissertation, Institut für Betonbau der technischen Universität Graz, Graz, Österreich.
- Trost, H. (1967). Auswirkungen des Superpositionsprinzips auf Kriech- und Relaxationsprobleme bei Beton und Spannbeton. In *Beton- und Stahlbetonbau 62, Heft 10*, S. 230–238. Ernst & Sohn, Berlin, Deutschland.
- Tue, N. V., Schlicke, D. und Schneider, H. (2009). Zwangsbeanspruchung massiver Kraftwerksbodenplatten infolge der Hydratationswärme. In *Bautechnik 86*, S. 142–149. Ernst (Wilhelm) and Sohn, Berlin, Deutschland.

- Westendarp, A. (2001). *Entwicklung und Tendenzen bei Baustoffen und Bauausführung im Schleusenbau*. Bundesanstalt für Wasserbau, Eigenverlag, Karlsruhe, Deutschland.
- WetterOnline (2012). WetterOnline. URL: <http://www.wetteronline.de/cgi-bin/regframe?3&PRG=klimavar&ART=MAX&CONT=dldl&WMO=a2133&LANG=de&BKM=Niedersachsen/Lueneburg> [Stand 18.12.2012].
- WSV (2000). Information über den Neubau der Schiffsschleuse Uelzen II. Report, Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes, Neubauamt für den Ausbau des Mittellandkanals in Hannover, Hannover, Deutschland.
- ZTV-W (2004). *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen - Wasserbau (ZTV-W) für Wasserbauwerke aus Beton und Stahlbeton (Leistungsbereich 215)*. Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Hannover, Deutschland.

A Temperatur- und Dehnungsergebnisse des Messprogramms

A.1 Messquerschnitt 1

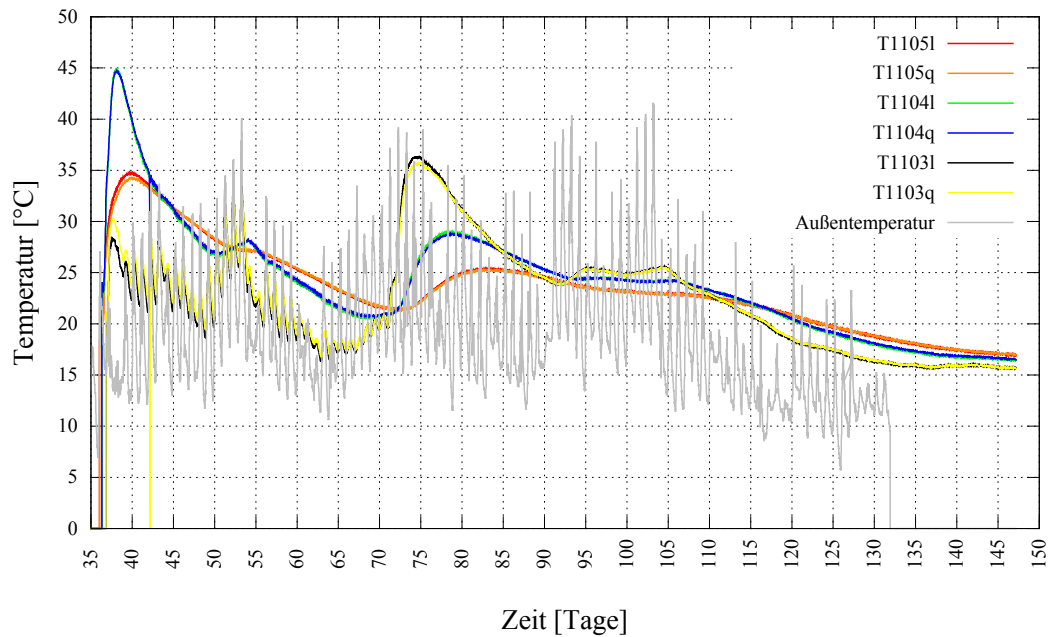


Abbildung A.1: Temperaturergebnisse BA 02 im MQ 1 ([MPA-Braunschweig, 2001a])

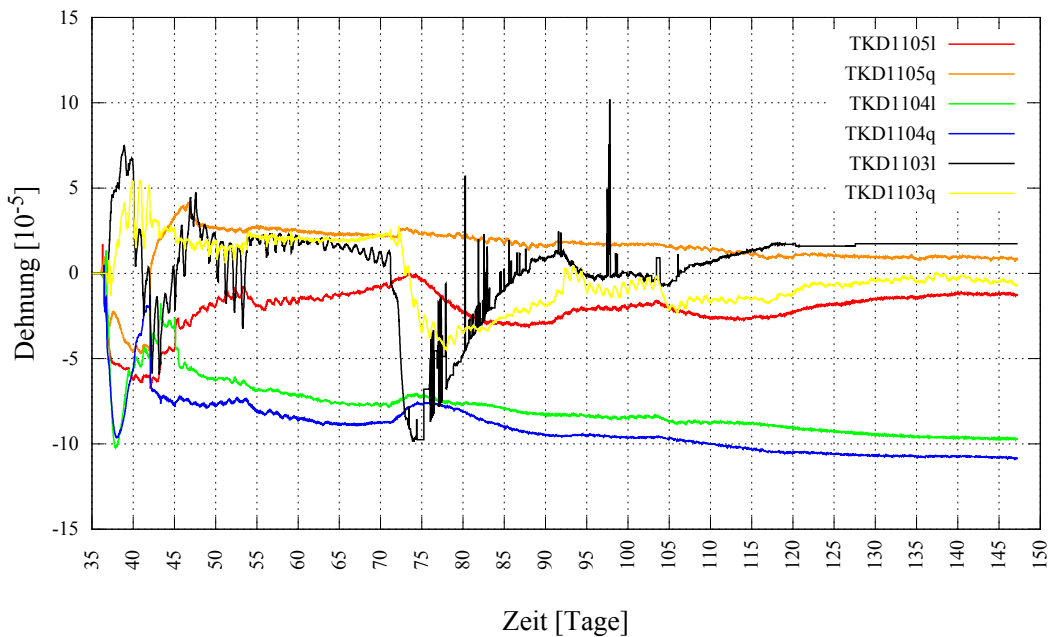


Abbildung A.2: Dehnungsergebnisse BA 02 im MQ 1 ([MPA-Braunschweig, 2001a])

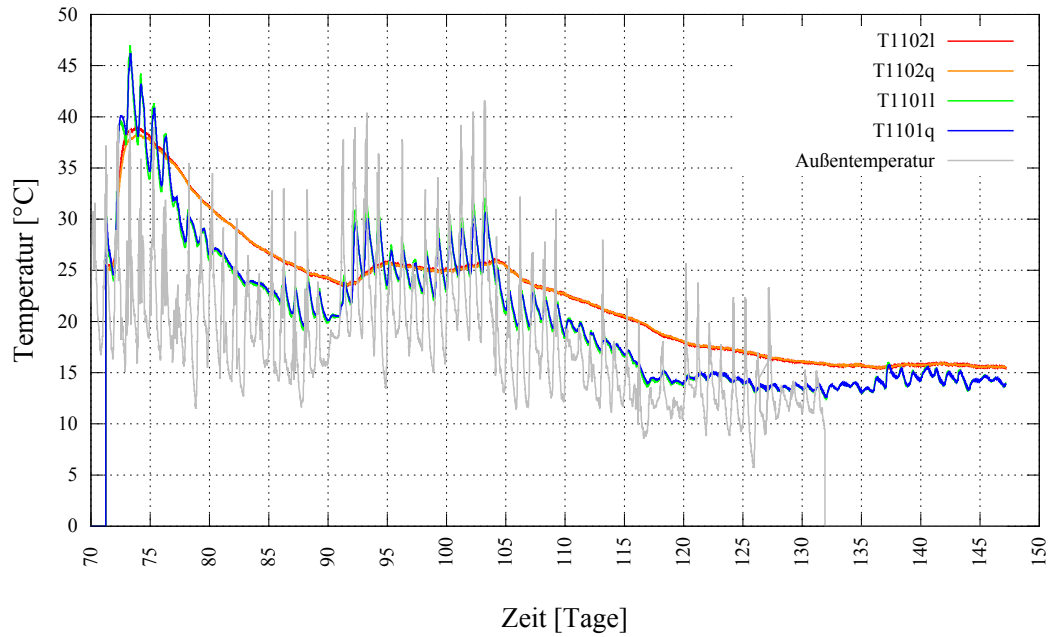


Abbildung A.3: Temperaturergebnisse BA 03 im MQ 1 ([MPA-Braunschweig, 2001a])

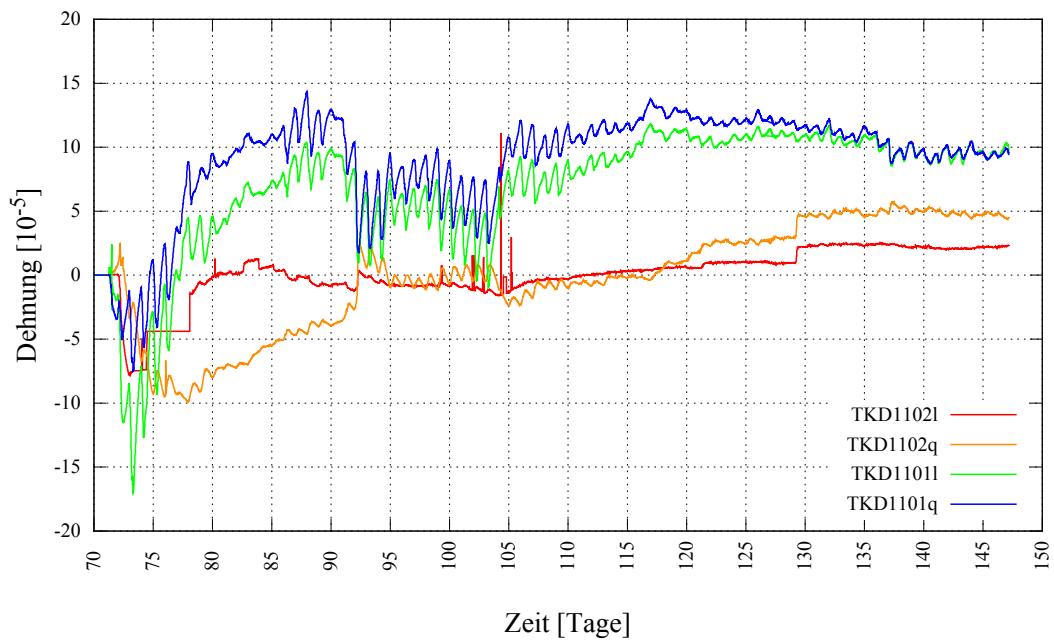


Abbildung A.4: Dehnungsergebnisse BA 03 im MQ 1 ([MPA-Braunschweig, 2001a])

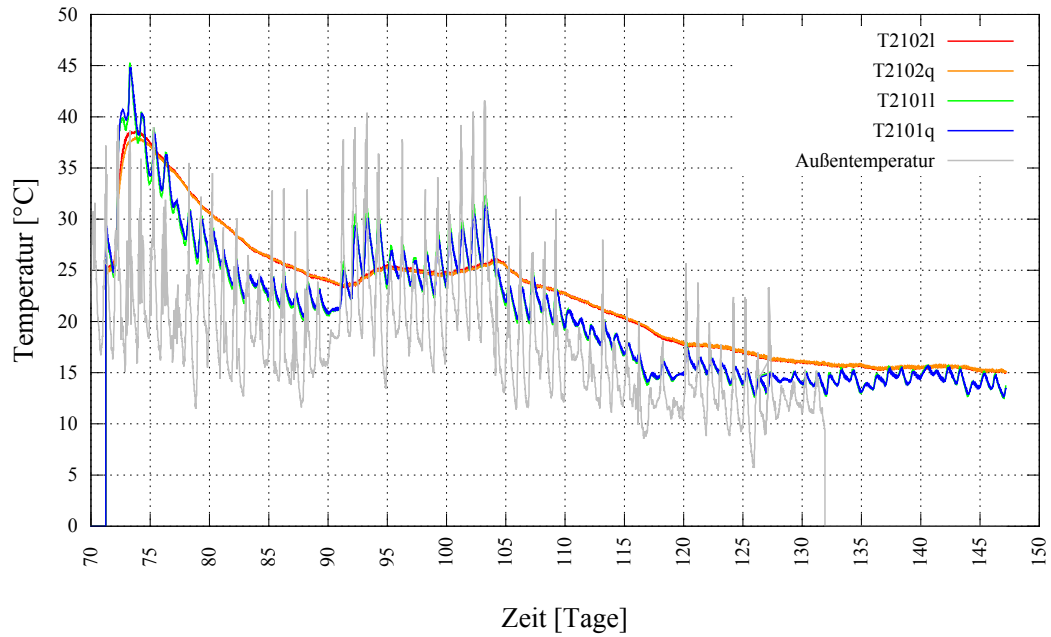


Abbildung A.5: Temperaturergebnisse BA 03 (Ebene 2) im MQ 1 ([MPA-Braunschweig, 2001a])

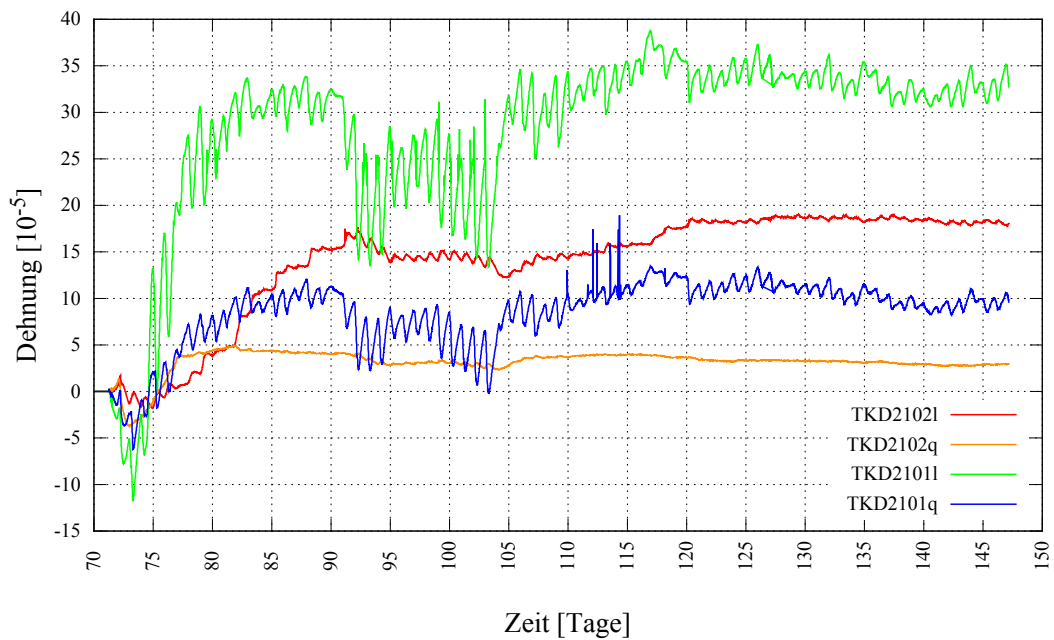


Abbildung A.6: Dehnungsergebnisse BA 03 (Ebene 2) im MQ 1 ([MPA-Braunschweig, 2001a])

A.2 Messquerschnitt 2

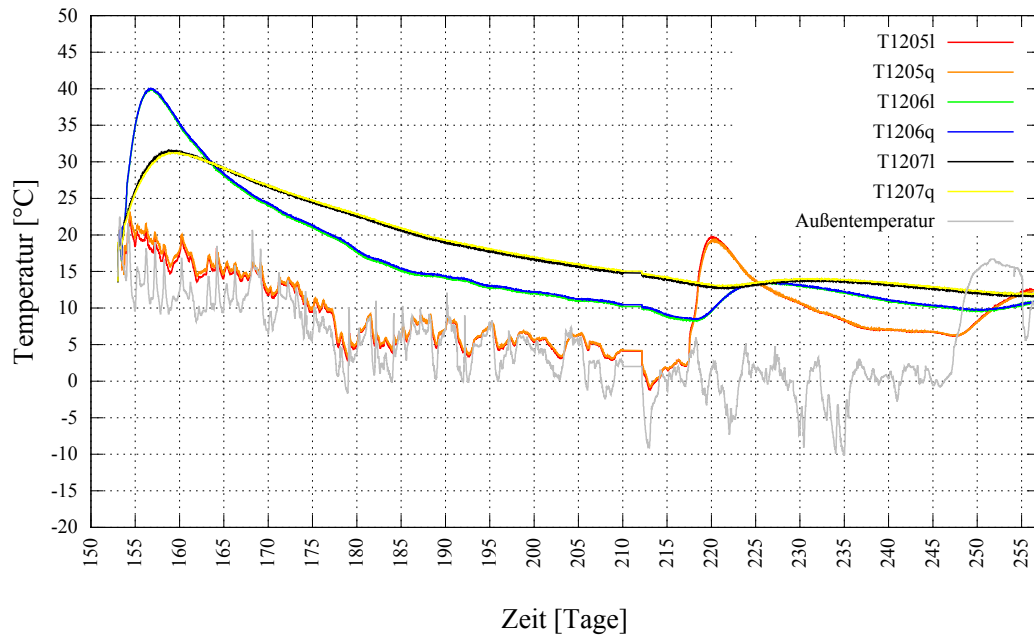


Abbildung A.7: Temperaturergebnisse BA 04 (Mitte) im MQ 2 ([MPA-Braunschweig, 2001b])

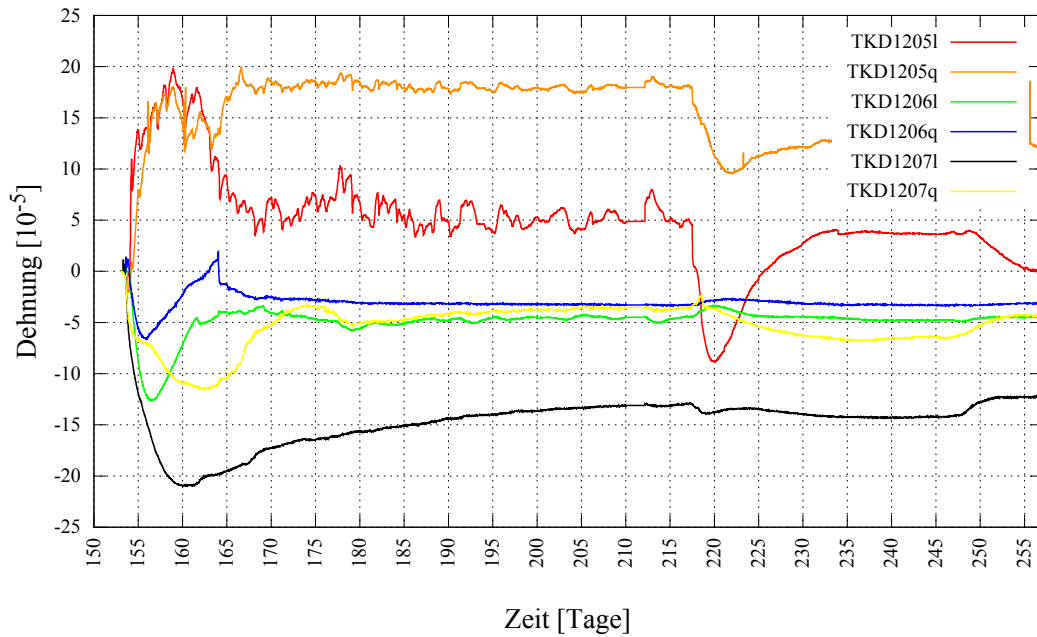


Abbildung A.8: Dehnungsergebnisse BA 04 (Mitte) im MQ 2 ([MPA-Braunschweig, 2001b])

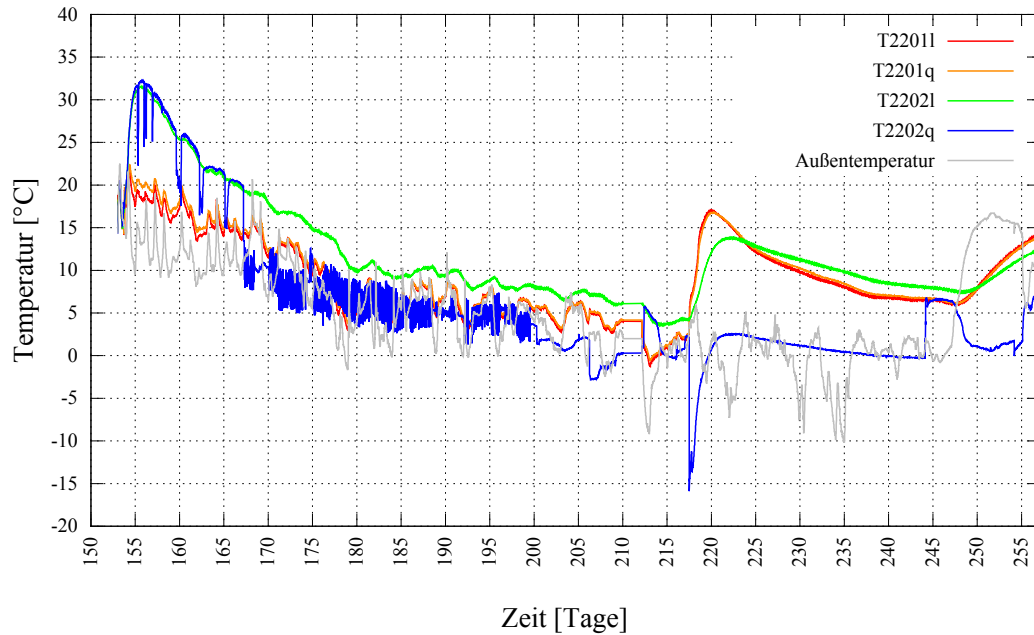


Abbildung A.9: Temperaturergebnisse BA 04 (Mitte)(Ebene 2) im MQ 2 ([MPA-Braunschweig, 2001b])

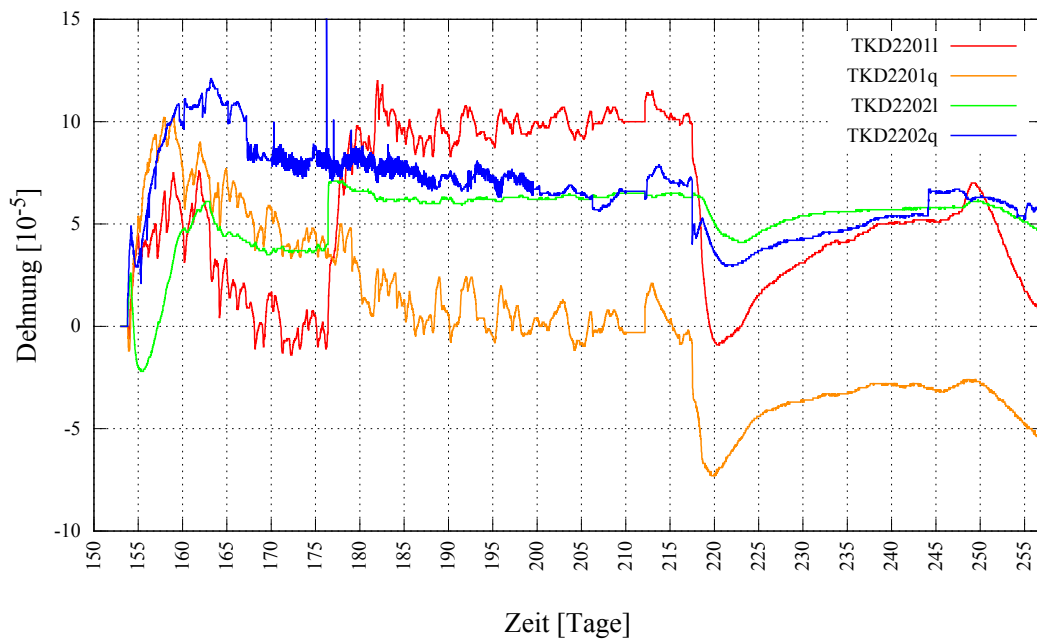


Abbildung A.10: Dehnungsergebnisse BA 04 (Mitte)(Ebene 2) im MQ 2 ([MPA-Braunschweig, 2001b])

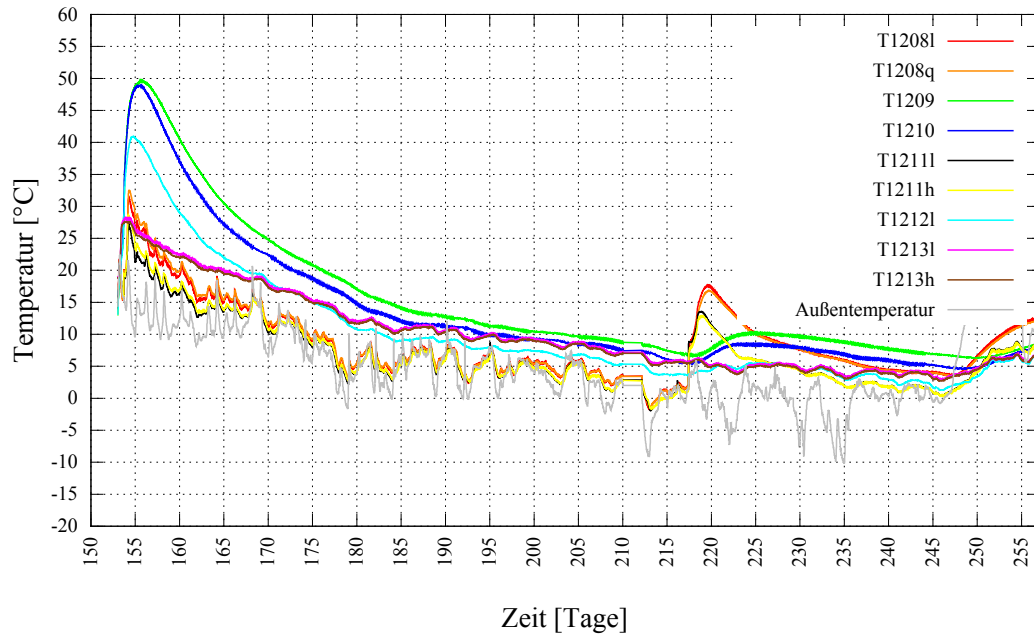


Abbildung A.11: Temperaturergebnisse BA 04 (Ost) im MQ 2 ([MPA-Braunschweig, 2001b])

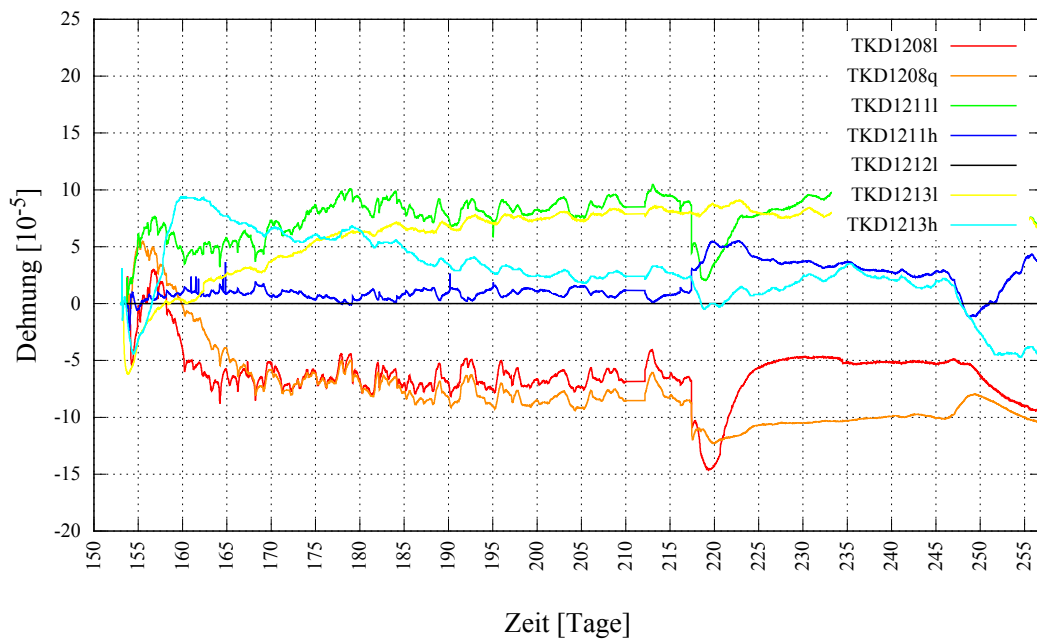


Abbildung A.12: Dehnungsergebnisse BA 04 (Ost) im MQ 2 ([MPA-Braunschweig, 2001b])

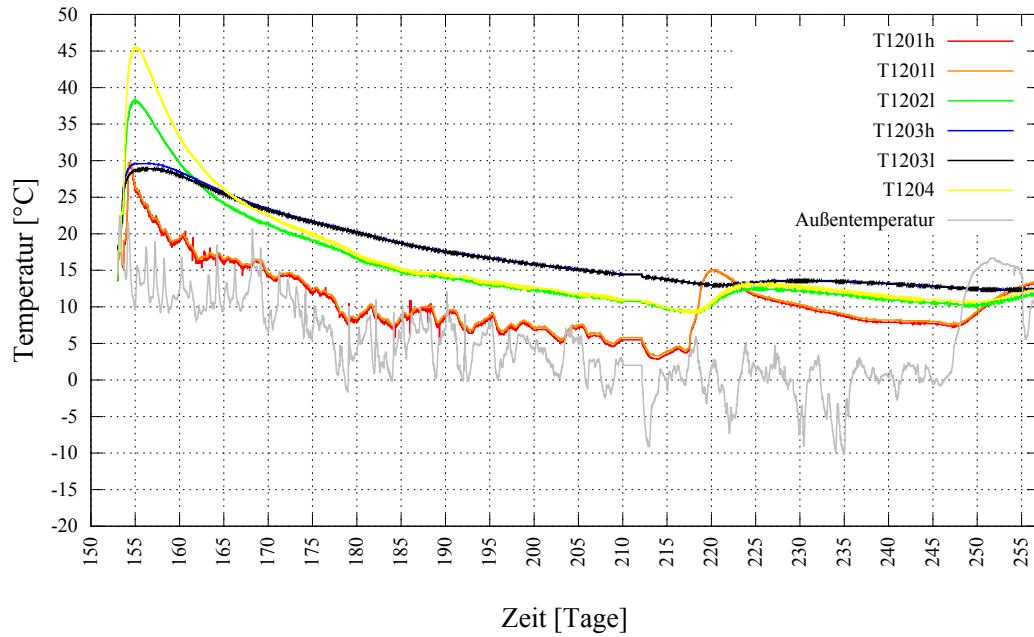


Abbildung A.13: Temperaturergebnisse BA 04 (West) im MQ 2 ([MPA-Braunschweig, 2001b])

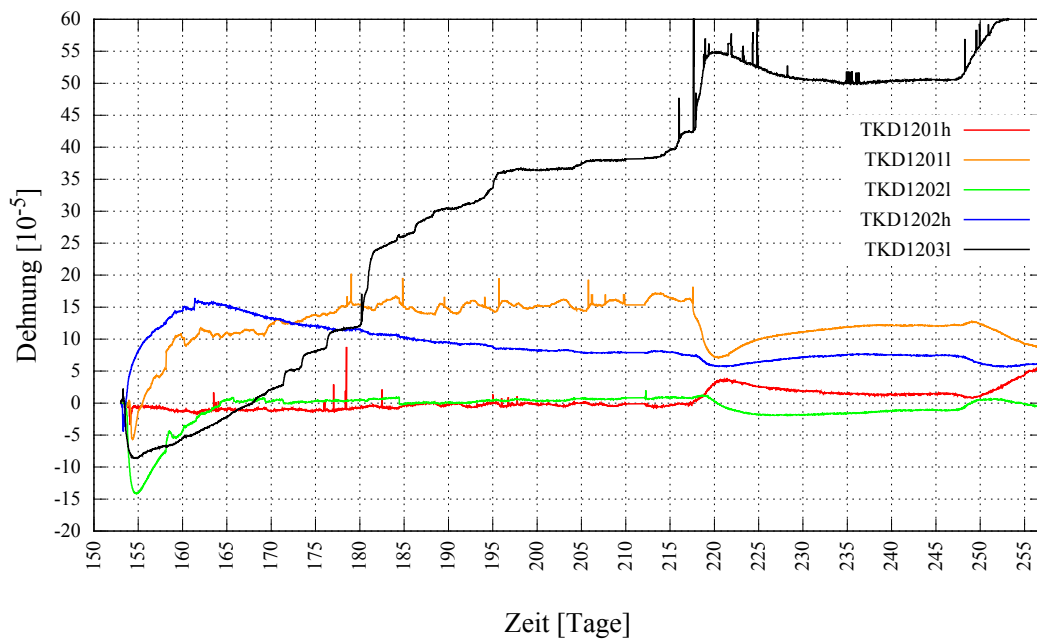


Abbildung A.14: Dehnungsergebnisse BA 04 (West) im MQ 2 ([MPA-Braunschweig, 2001b])

B Verifikation des Scheibenmodells anhand gemessener Temperaturen

Messpunkt T1201

Einbauzeitpunkt
153d + 21h (16.10.2001 06:00)

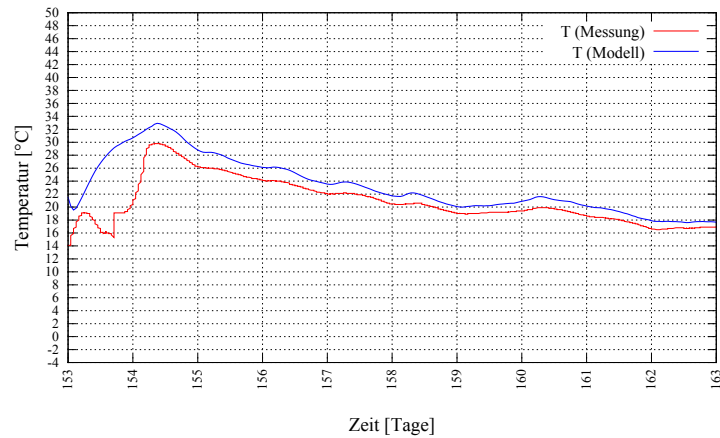
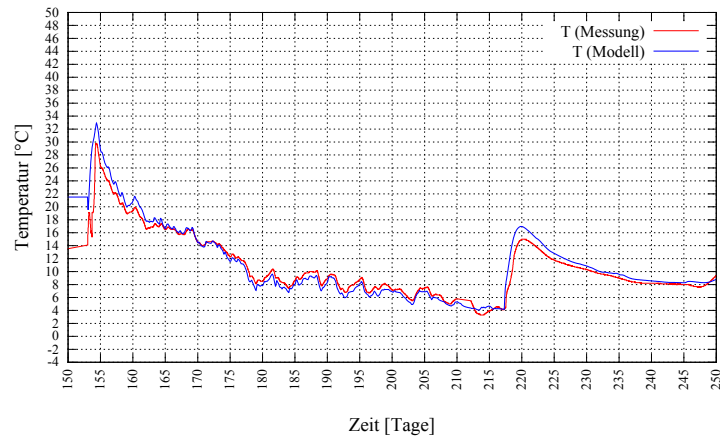
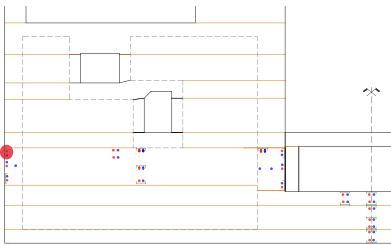


Abbildung B.1: Temperaturverlauf T1201, unten: Zeitraum 153-163 Tage

Messpunkt T1202

Einbauzeitpunkt
153d + 12h (15.10.2001 21:00)

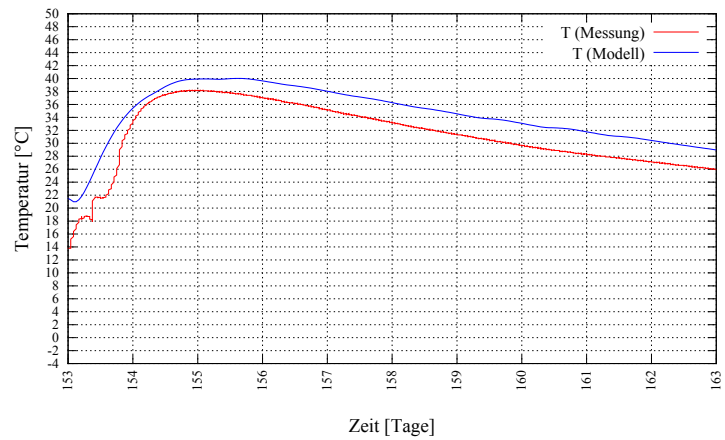
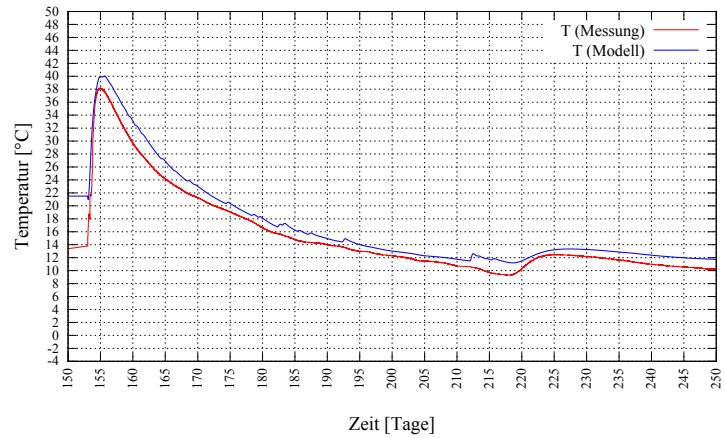
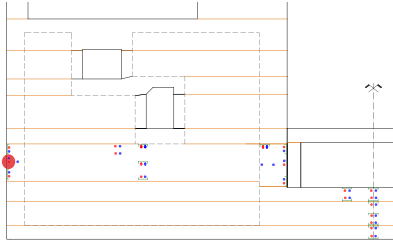


Abbildung B.2: Temperaturverlauf T1202, unten: Zeitraum 153-163 Tage

Messpunkt T1203

Einbauzeitpunkt
153d + 3h (15.10.2001 12:00)

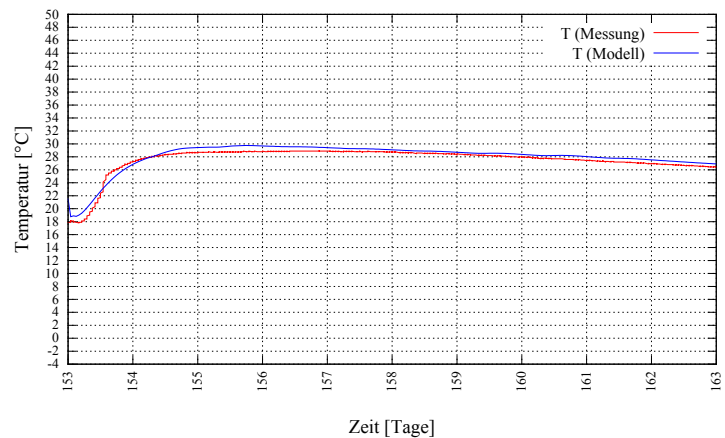
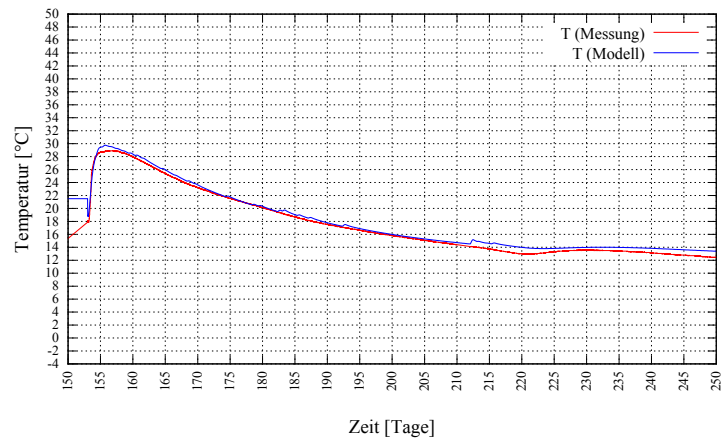
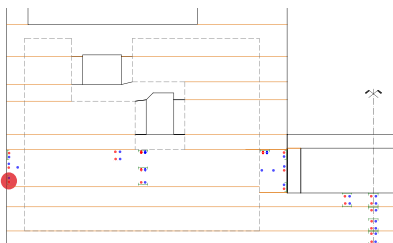


Abbildung B.3: Temperaturverlauf T1203, unten: Zeitraum 153-163 Tage

Messpunkt T1204

Einbauzeitpunkt
153d + 12h (15.10.2001 21:00)

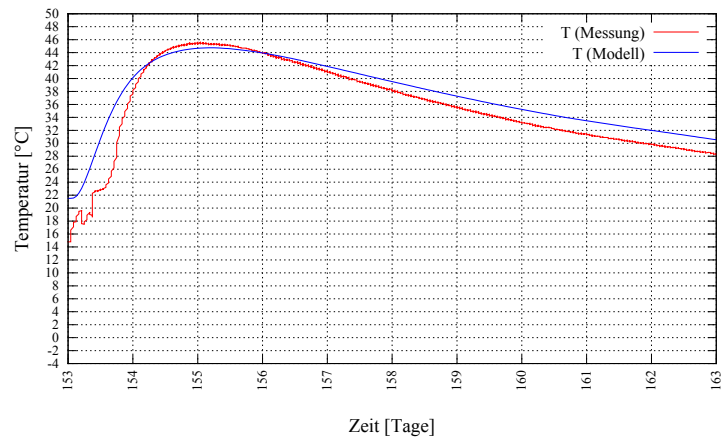
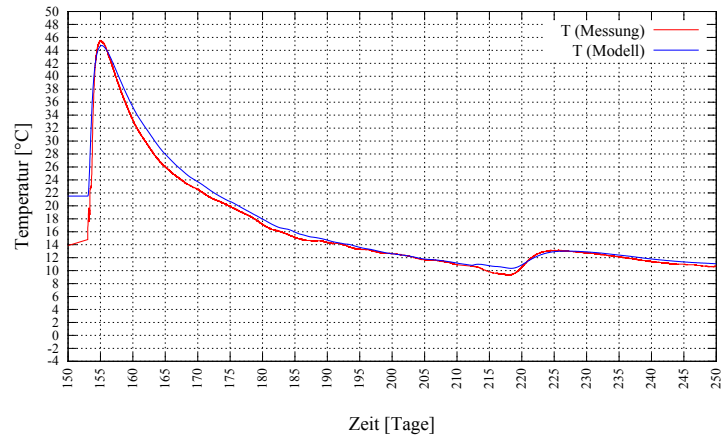
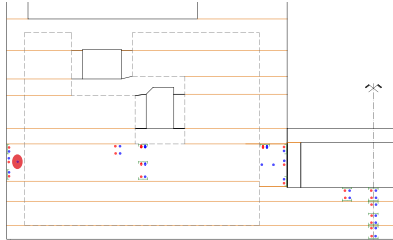


Abbildung B.4: Temperaturverlauf T1204, unten: Zeitraum 153-163 Tage

Messpunkt T1208

Einbauzeitpunkt
153d + 21h (16.10.2001 06:00)

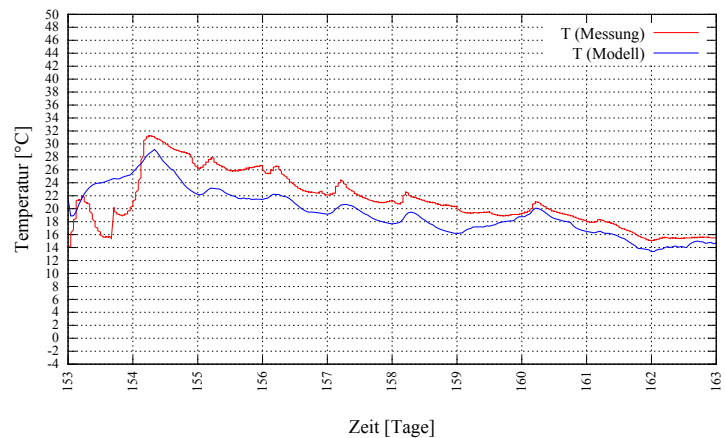
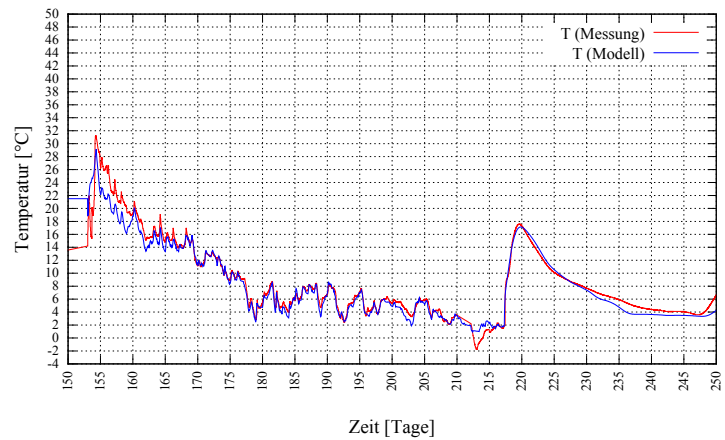
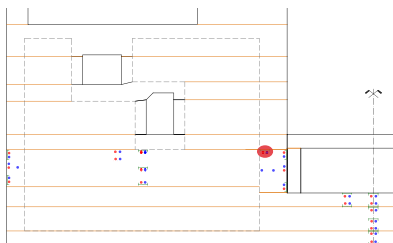


Abbildung B.5: Temperaturverlauf T1208, unten: Zeitraum 153-163 Tage

Messpunkt T1209

Einbauzeitpunkt
153d + 12h (15.10.2001 21:00)

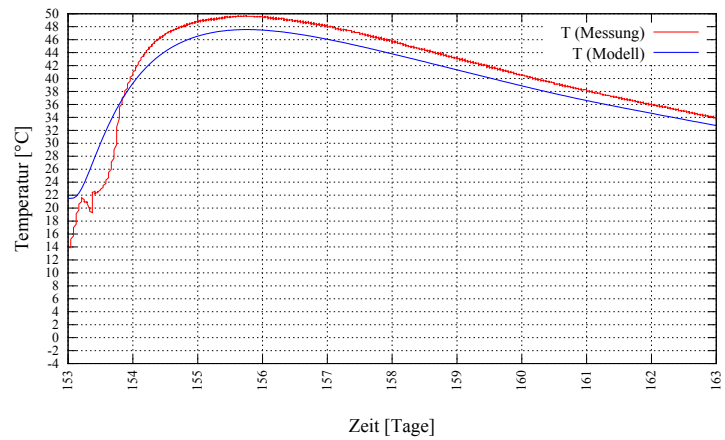
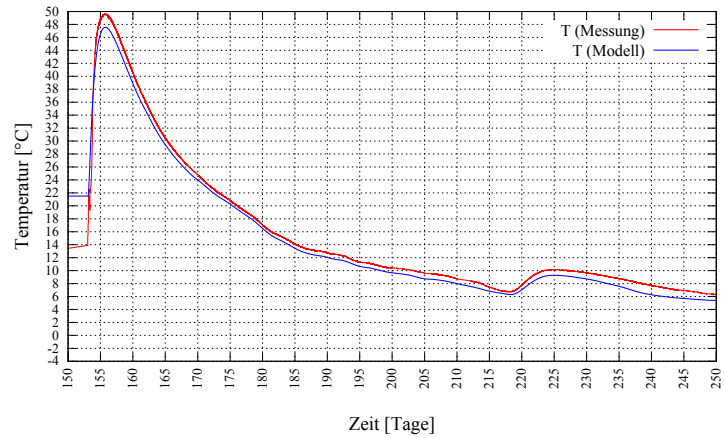
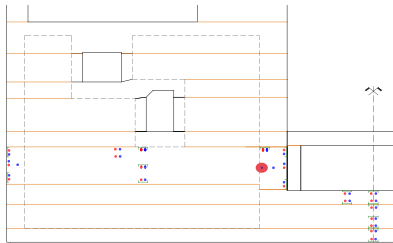


Abbildung B.6: Temperaturverlauf T1209, unten: Zeitraum 153-163 Tage

Messpunkt T1210

Einbauzeitpunkt
153d + 12h (15.10.2001 21:00)

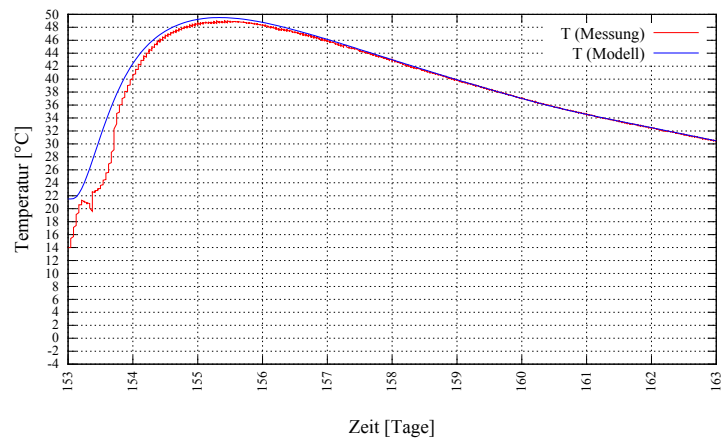
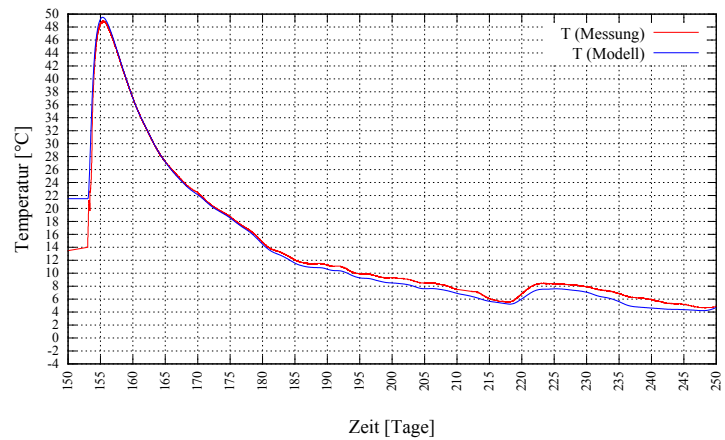
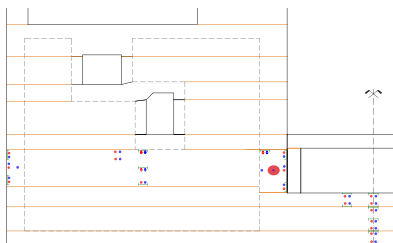


Abbildung B.7: Temperaturverlauf T1210, unten: Zeitraum 153-163 Tage

Messpunkt T1211

Einbauzeitpunkt
153d + 21h (16.10.2001 06:00)

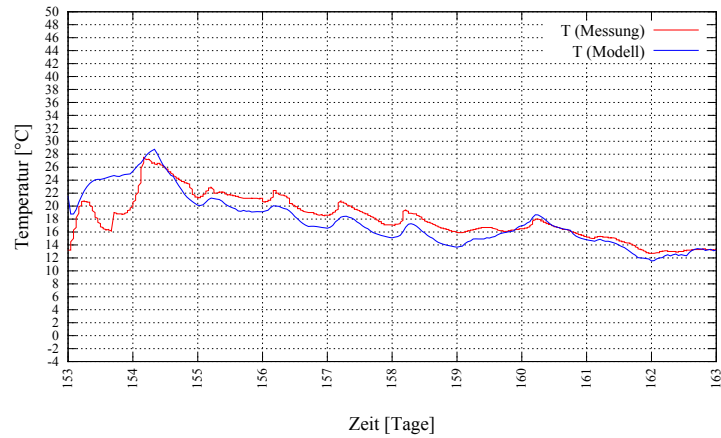
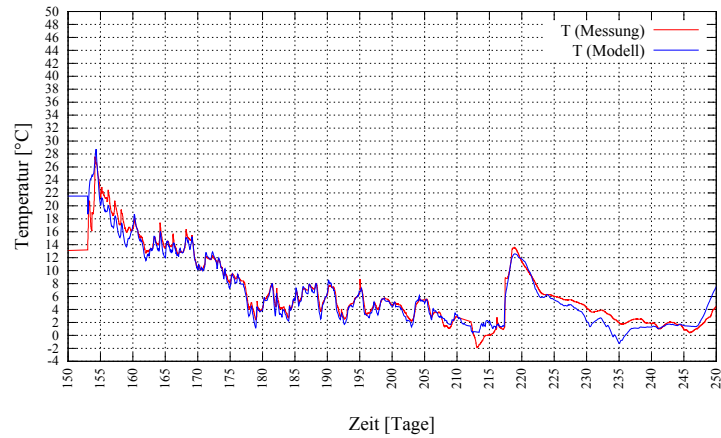
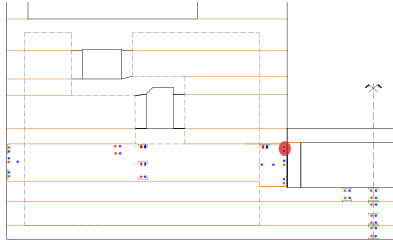


Abbildung B.8: Temperaturverlauf T1211, unten: Zeitraum 153-163 Tage

Messpunkt T1212

Einbauzeitpunkt
153d + 12h (15.10.2001 21:00)

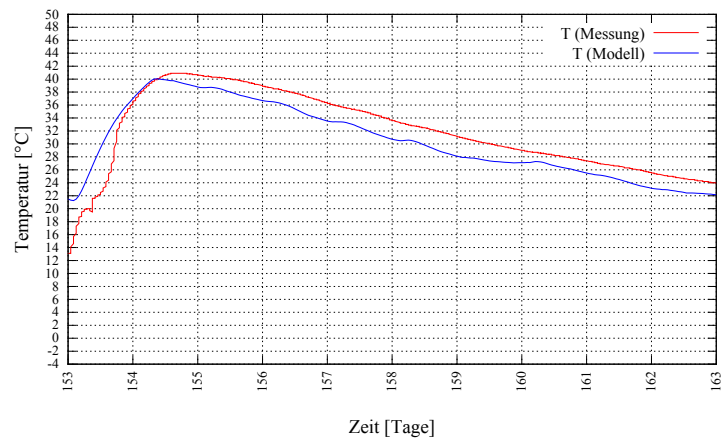
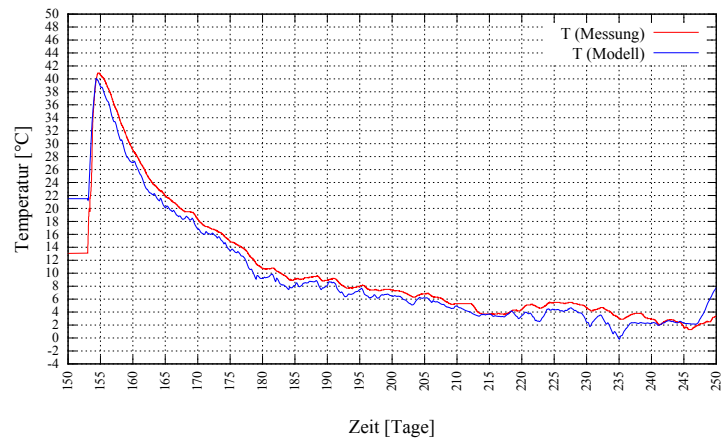
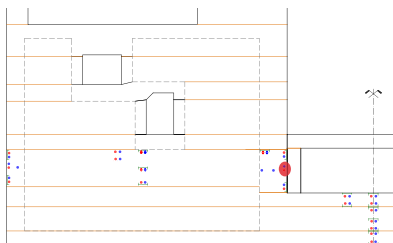


Abbildung B.9: Temperaturverlauf T1212, unten: Zeitraum 153-163 Tage

Messpunkt T1213

Einbauzeitpunkt
153d + 21h (16.10.2001 06:00)

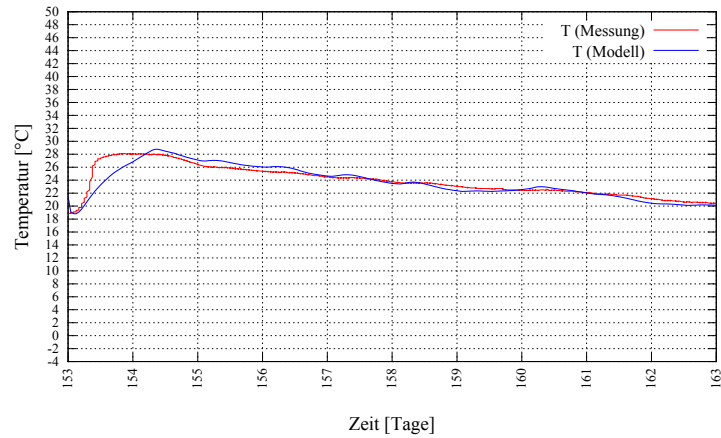
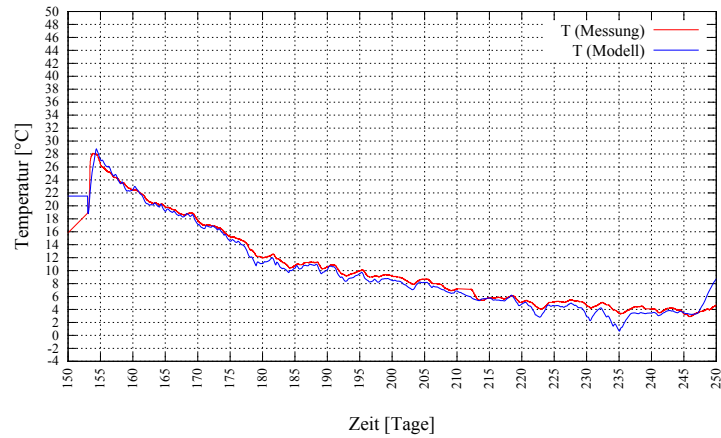
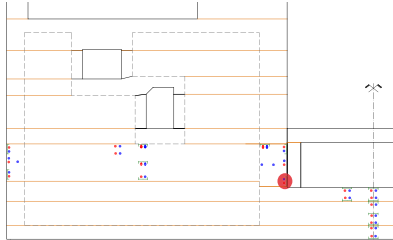


Abbildung B.10: Temperaturverlauf T1213, unten: Zeitraum 153-163 Tage

Messpunkt T2201

Einbauzeitpunkt
153d + 21h (16.10.2001 06:00)

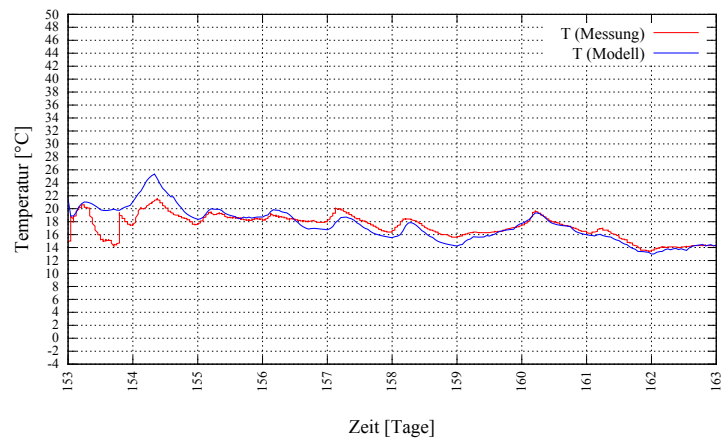
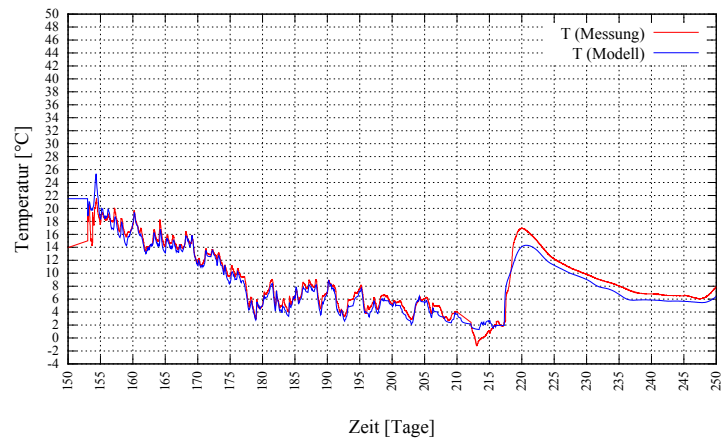
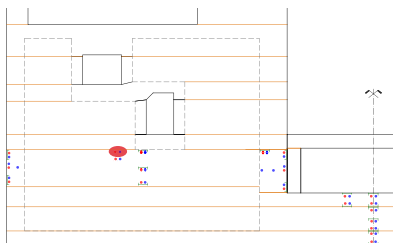


Abbildung B.11: Temperaturverlauf T2201, unten: Zeitraum 153-163 Tage

Messpunkt T2202

Einbauzeitpunkt
153d + 12h (15.10.2001 21:00)

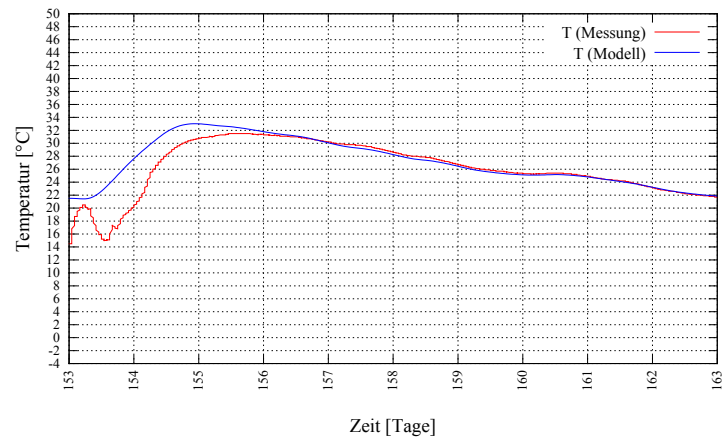
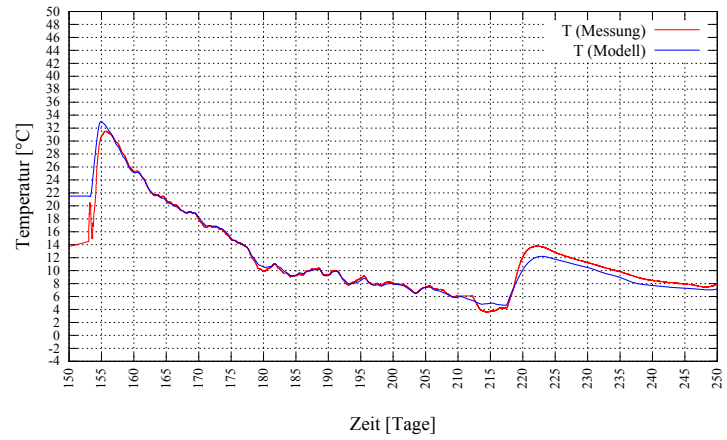
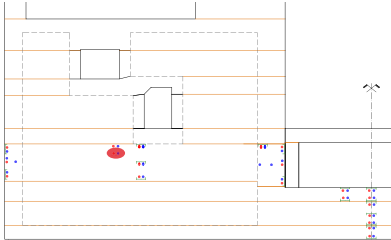


Abbildung B.12: Temperaturverlauf T2202, unten: Zeitraum 153-163 Tage