

MASTERARBEIT

Bemessung von WU–Konstruktionen unter Berücksichtigung des tatsächlichen Bauteilverhaltens - Verifikationsberechnungen für die 4. Überarbeitung der ÖBV-Richtlinie „Weiße Wannen“

eingereicht am
Institut für Betonbau der
Technischen Universität Graz

im
Sommersemester 2015

Verfasser:
Bernd Kainer, BSc.

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

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

Eidesstattliche Erklärung

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

Graz, 1.September 2015

.....
(Unterschrift)

Statuary Declaration

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

Graz, 1.September 2015

.....
(signature)

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei all jenen bedanken, die mich in den letzten fünf Jahren und während des Verfassens der vorliegenden Arbeit tatkräftig unterstützt haben.

Zuallererst sei meinen Eltern *Sonja* und *Josef Kainer* gedankt, ohne deren Unterstützung eine akademische Ausbildung in dieser Form wohl nicht möglich gewesen wäre. Für die Möglichkeit ein Auslandsstudium in Kanada zu absolvieren werde ich euch immer dankbar sein.

Ein großer Dank gilt meinen Betreuern Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. *Viet Tue Nguyen* und Herrn Ass.Prof. Dipl.-Wirtsch.-Ing. Dr.techn. *Dirk Schlicke* für ihr Engagement und die hervorragende Unterstützung bei der Erstellung dieser Arbeit. Speziell sei *Dirk Schlicke* gedankt, der mich auf dieses Masterarbeitsthema aufmerksam gemacht hat und sich nicht zu schade war mir die theoretischen Hintergründe so lange zu erklären, bis ich diese verstanden habe.

Namentlich sei auch meine Freundin *Ramona Schneeberger* erwähnt, die mich beim Verfassen der Diplomarbeit großartig unterstützt hat. Danke für deine Arbeit als Motivationstrainerin und als „manuelle“ Rechtschreibüberprüfung.

Ebenso sei meinem Arbeitgeber Herrn Baumeister Dipl.-Ing. Dipl.-Ing. Mag. Bakk. *Wolfgang Leeb* gedankt. Die Beschäftigung in einem Statikerbüro während des Studiums war ideal zur Anwendung meiner theoretisch erworbenen Kenntnisse. Im Speziellen sei für die Möglichkeit einer eigenverantwortlichen, flexiblen Arbeitseinteilung und das Verständnis in Prüfungszeiten gedankt.

Ein „Danke!“ gilt auch all meinen Freunden, die mir immer wieder geholfen haben die Anstrengungen des Studiums vergessen zu lassen.

Kurzfassung

Während des Erhärtungsprozesses von Betonbauteilen treten Volumenänderungen auf. Diese Volumenänderungen können wie Verformungseinwirkungen aufgefasst werden. Bei Behinderung dieser Verformungseinwirkungen entstehen Zwangsspannungen, die auch als erhärtungsbedingte Beanspruchung - früher Zwang - bezeichnet werden. Die Zwangsspannungen können aufgrund der relativ kleinen Zugfestigkeit des Betons zu Rissen führen, wobei grundsätzlich die Gefahr der Rissbildung mit zunehmender Bauteildicke zunimmt. Dieser Rissbildung ist besonders bei WU-Konstruktionen, welche aufgrund weiterer Steifigkeitsanforderungen auch oftmals massig sind, erhöhte Aufmerksamkeit zu widmen. Die Dichtigkeit von WU-Konstruktionen kann durch die Rissbildung gefährdet werden. Nach Möglichkeit ist eine Makrorissbildung bei diesen Bauteilen zu vermeiden. Sollte diese jedoch nicht ausgeschlossen werden können, ist eine zur Begrenzung der Rissbreiten notwendige Mindestbewehrung einzulegen.

Die derzeitigen normativen Regelungen berücksichtigen in diesem Zusammenhang nicht das tatsächliche Bauteilverhalten, sondern beschränken sich auf die Risschnittgröße des Querschnitts. Im Detail wird eine Mindestbewehrung festgelegt, welche die Aufnahme dieser Risschnittgröße bei gleichzeitiger Einhaltung einer zulässigen Rissbreite ermöglicht. Dieser heuristische Ansatz führt aber nicht immer zu einem wirtschaftlichen Ergebnis. In dieser Arbeit soll deshalb für bestimmte WU-Bauwerke ein Nachweiskonzept entwickelt werden, dass unter Berücksichtigung des tatsächlichen Bauteilverhaltens eine wirtschaftliche Bemessung erlaubt.

Für eine auf der tatsächlichen Einwirkung basierenden Festlegung der Mindestbewehrung werden in der vorliegenden Arbeit Kriterien zur Beurteilung der Rissgefahr und Konzepte zur Berechnung der Zwangbeanspruchung vorgestellt. Zudem wird das verformungsbasierte Nachweiskonzept - Modell TU Graz - näher erläutert. Dieses Konzept liefert mechanische Grundlagen um erhärtungsbedingte Beanspruchung zu quantifizieren und verwendet Materialmodelle, welche dem aktuellen Stand der Forschung entsprechen. Ein verformungsbasierter Ansatz zur Bestimmung der zur Begrenzung der Rissbreiten notwendigen Mindestbewehrung komplementiert dieses Konzept.

Der Fokus dieser Arbeit liegt auf der Anwendung dieses verformungsbasierten Nachweiskonzeptes an WU-Konstruktionen, sogenannten Weißen Wannen. Anhand der zwei typischen Behinderungssituationen („Bodenplatte“ und „Wand auf Fundament“) werden die theoretischen Hintergründe für erhärtungsbedingte Beanspruchung aufgezeigt. In der Kombination mit Ergebnissen einer numerischen Berechnung wird das tatsächliche Bauteilverhalten erläutert. Die theoretischen Erklärungen stellen die Zusammenhänge leicht verständlich dar und die Berechnungen schaffen einen Bezug zur Praxis.

Anschließend wird eine numerische Parameterstudie an Weißen Wannen durchgeführt. Bei den Berechnungen wird der optimierte Weiße Wannen Beton BS1opt angesetzt. Die Erhärtung dieses Betons ist nur mit einer geringen Wärmeentwicklung verbunden, somit wird es möglich die Makrorissbildung während des Erhärtungsprozesses mit ausreichender Sicherheit auszuschließen. Auf Basis der Ergebnisse der Parameterstudie wurde ein Nachweiskonzept zur Beurteilung der Makrorissgefahr an Bodenplatten und Wand-Fundament Systemen entwickelt. Die Untersuchungen dieser Arbeit können zur 4. Überarbeitung der ÖBV-Richtlinie „Weiße Wannen“ verwendet werden.

Schlüsselwörter: Erhärtungsbedingte Beanspruchung, früher Zwang, Materialmodell, Nachweiskonzept, Rissgefahr, Rissbildung, Weiße Wannen, WU-Konstruktion

Abstract

Concrete hardening causes volume changes. On structural level these volume changes are usually restrained and lead to early restraint stresses. These stresses can lead into cracking due to the relative small tensile strength of concrete, whereby the risk of cracking increases with the member thickness. In this regard, watertight constructions need special attention. Such constructions are thick due to stiffness requirements. However, crack formation has to be avoided to ensure the watertightness. If crack formation cannot be safely excluded, the watertightness can be ensured by an active crack width control with minimum reinforcement.

The current design code covers this context with a simplified approach on base of the cracking force of the cross section. However, the real behaviour of hardening concrete members is not sufficiently considered by this. Nowadays, it is not possible to determine the actual decisive restraint stress by the design code. Instead, the design code suggests to determine the cracking force of the cross section. Based on this the minimum reinforcement for crack width control is calculated, which is either unefficient or not on the safe side in general. This thesis aims at a sufficient design of watertight constructions with special regard to their real behaviour in the hardening phase.

Firstly, a comprehensive literature study on available methods to determine the minimum reinforcement for crack width control based on the actual decisive restraint stress is discussed. On the one hand there are criteria to evaluate the risk of cracking and on the other hand there are concepts for determining the decisive restraint stress. The TU Graz derived a deformation based design concept. This concept provides mechanical basics for the quantification of restraint stresses as well as material models based on the state of the art. This deformation-based design concept is complemented by an approach for calculating the minimum reinforcement for crack width control.

The focus of this thesis is on the application of the TU Graz concept in case of watertight concrete structures, named Weiße Wannen. For a fundamental understanding of this context the theoretical background for hardening caused stresses is explained for the two most relevant member types a „ground slab“ and a „wall on foundation“. The results of the investigation of the two examples and the theoretical explanations help to understand the behaviour of these members during the hardening process.

A numerical parameter study on Weiße Wannen is conducted using the new optimized Weiße Wannen concrete BS1opt. This concrete was developed in order to safely exclude cracking caused by hardening. Based on the results of the numerical parameter study an analytical concept for determining the actual decisive restraint stress was derived. By the 4th revision of the ÖBV guideline Weiße Wannen, these findings can be used for practical design.

Keywords: concrete hardening, early restraint stresses, material model, design concept, risk of cracking, crack formation, watertight construction

Inhaltsverzeichnis

1. Einleitung	1
1.1. Motivation der Arbeit	2
1.1.1. Problemstellung und Ausgangslage	2
1.1.2. Zielsetzung	3
1.2. Aufbau und Gliederung der Arbeit	4
2. Berücksichtigung von erhärtungsbedingter Beanspruchung bei der Tragwerksplanung	5
2.1. Beurteilung der Rissgefahr	5
2.1.1. Temperaturkriterien	6
2.1.2. Dehnungskriterien	6
2.1.3. Spannungskriterien	7
2.2. Braunschweiger Planungswerkzeug	10
2.3. Verformungsbasiertes Nachweiskonzept - Modell TU Graz	11
3. Quantifizierung der erhärtungsbedingten Beanspruchung von üblichen Bauteiltypen	15
3.1. Allgemeines	15
3.2. Bodenplatte	16
3.2.1. Berechnungsmodell	16
3.2.2. Thermische und mechanische Zusammenhänge	18
3.2.3. Maßgebende Beanspruchung	21
3.3. Wand auf Fundament	23
3.3.1. Berechnungsmodell	23
3.3.2. Thermische und mechanische Zusammenhänge	24
3.3.3. Maßgebende Beanspruchung	27
4. Materialmodell für erhärtenden Beton	31
4.1. Wärmeentwicklung und effektives Betonalter	31
4.1.1. Effektives Betonalter	31
4.1.2. Wärmeentwicklung infolge Hydratation	32
4.1.3. Wärmespeicherkapazität und Wärmeleitfähigkeit	33
4.2. Mechanische Materialeigenschaften	33
4.2.1. Festigkeitsentwicklung nach Wesche	33
4.2.2. Querdehnungsverhalten und Temperaturexpansionskoeffizient	34
4.2.3. Einfluss des Schwindens von Beton auf die Höhe der Zwangbeanspruchungen	35
4.2.4. Viskoelastizität	36
5. Numerische Parameterstudie für den Weiße-Wannen-Beton BS1opt	37
5.1. Beschreibung der Studie	37

5.2. Optimierter Weiße Wannen Beton BS1opt	40
5.2.1. Materialmodell BS1opt	41
5.3. Klimatische Randbedingungen	43
5.4. Ergebnisse für unterschiedliche Geometrien und Bewertung	44
5.4.1. Bodenplatte	45
5.4.2. Wand auf Fundament	48
6. Nachweiskonzept Makrorissindex	53
6.1. Biegerissindex für Bodenplatten	54
6.2. Trennrissindex für Wand-Fundament Systeme	56
6.3. Vorschlag für die Bewehrung von Bauteilen ohne Makrorissgefahr	60
7. Zusammenfassung und Ausblick	61
A. Datenblätter	63

1. Einleitung

WU-Konstruktionen

Wasserundurchlässige Konstruktionen weisen ein breites Einsatzgebiet im Baubereich auf, beispielsweise im Verkehrsbau und Behälterbau sowie bei unterirdischen Bauwerken des Hoch- und Industriebaus (Kellergeschosse, Tiefgaragen, etc.). Diese Konstruktionsart wird vielfach angewendet, da keine äußere Abdichtung erforderlich ist. Die Stahlbetonkonstruktion übernimmt neben der tragenden Funktion auch die Abdichtungsfunktion und bietet damit oftmals die wirtschaftlichste Lösung.

Zur Erfüllung der Abdichtungsfunktion werden aber zusätzliche Anforderungen an die Planung und Ausführung gestellt. Während der gesamten Projektphase wird eine enge Zusammenarbeit von Tragwerksplaner, Betontechnologen und Bauausführung vorausgesetzt. Diese Zusammenarbeit ist wichtig, da die zusätzlichen Anforderungen neben Regeln an die Planung und Bemessung sowie an die Zusammensetzung des Betons, auch Bestimmungen für den Einbau und die Nachbehandlung umfassen. In Österreich wird die Ausführung von WU-Konstruktionen i. d. R. von der ÖBV-Richtlinie „Weiße Wannen“ geregelt.

ÖBV-Richtlinie „Weiße Wannen“

Die Abkürzung ÖBV steht für Österreichische Bautechnik Vereinigung. Diese Vereinigung setzt sich aus Vertretern der Bauherrenschaft, der Bauindustrie, der Ingenieurbüros, der Universitäten und der Fachhochschulen zusammen. Die Hauptaufgabe der ÖBV ist die Erarbeitung von Richtlinien im Bereich der Beton- und Bautechnik, welche den Stand der Technik abbilden. Diese Richtlinien dienen in der Praxis zur Ausschreibung, Planung, Ausführung sowie Bewertung von Bauprojekten, vgl. [ÖBV (2009)]. Ausgangspunkt der vorliegenden Arbeit ist die 4. Überarbeitung der ÖBV-Richtlinie „Weiße Wannen“. Die Technische Universität Graz ist hierbei durch das Institut für Betonbau im Arbeitskreis für die Überarbeitung des Kapitels „Gebrauchstauglichkeitsnachweis“ vertreten.

In diesem Kapitel wird die Bestimmung der notwendigen Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten geregelt, wobei zwischen Last- und Zwangbeanspruchung differenziert wird. Für die Bestimmung der Mindestbewehrung infolge erhärtungsbedingter Beanspruchung - früher Zwang - sind Bewehrungsregeln angegeben. Diese Bewehrungsregeln beruhen auf den in EN-1992-1-1 (2011) festgelegten Bestimmungen zur Berechnung der Mindestbewehrung. Auf eine Quantifizierung der erhärtungsbedingten Beanspruchung wurde bisher verzichtet.

1.1. Motivation der Arbeit

1.1.1. Problemstellung und Ausgangslage

Bei der Bemessung von WU-Konstruktionen sind neben der statisch erforderlichen Bewehrung oft große Bewehrungsmengen als Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten anzuordnen. Diese Mindestbewehrung wird in EN-1992-1-1 (2011) auf Basis der Risschnittgröße ermittelt. Dabei wird der Risszeitpunkt, die Spannungsverteilung im Querschnitt vor der Rissbildung und der Einfluss der Eigenspannungen berücksichtigt. Ein wesentlicher Faktor zur Ermittlung der Risschnittgröße ist die mittlere Zugfestigkeit des Betons zum Risszeitpunkt. Bei WU-Konstruktionen, die aufgrund weiterer Steifigkeitsanforderungen auch oftmals massig sind, tritt die Rissbildung, wegen der erhöhten erhärtungsbedingten Beanspruchung (früher Zwang) oft bereits während des Erhärtungsprozesses ein.

Im Falle früher Rissbildung wird in der Bemessungsnorm vorgeschlagen, die Berechnung der Mindestbewehrung mit 50% der mittleren Zugfestigkeit durchzuführen. Es kann allerdings zweifelsohne gezeigt werden, dass bei massigen WU-Konstruktionen zwar von einer Rissbildung während der Erhärtung auszugehen ist, jedoch die Zugfestigkeit zum Risszeitpunkt oftmals deutlich größer ist, als der erwähnte Prozentwert, vgl. [Röhling (2005)]. Eine größere mittlere Zugfestigkeit bedeutet bei konsequenter Umsetzung der Bemessungsnorm eine größere erforderliche Mindestbewehrung. Theoretisch würde eine Umsetzung der heutigen Bemessungsempfehlung (50% f_{ctm}) bei massigen Bauteilen zu Ergebnissen auf der unsicheren Seite führen, vgl. [Bödefeld et al. (2012)].

Die Regelungen in der ÖBV-Richtlinie zur Bestimmung der Mindestbewehrung wurden aus den normativen Ansätzen abgeleitet. Das Bemessungskonzept der ÖBV-Richtlinie zielt darauf ab, „wirtschaftliche“ Bewehrungsgrade zu erhalten und im Hinblick auf frühe Rissbildung wird hier bisher sogar die Annahme von nur 30% der mittleren Zugfestigkeit empfohlen. Mit dieser pragmatischen Vorgehensweise kann jedoch das Auftreten von einzelnen Rissen, deren Breite größer ist, als die der Bemessung zugrunde gelegten Rissbreite, nicht ausgeschlossen werden. Die Richtlinie empfiehlt diesen Umstand in Kauf zu nehmen und allfällige Risse nachträglich zu injizieren.

Insgesamt muss festgestellt werden, dass die derzeitigen Regelungen in der Norm und der ÖBV-Richtlinie nicht optimal sind. Der Planer kann sich nicht auf die Bestimmungen verlassen und eine WU-Konstruktion unter Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit auch gleichzeitig wirtschaftlich bemessen. Die normative Bemessung beruht weder auf mechanisch konsistenten Grundlagen noch wird das tatsächliche Bauteilverhalten von WU-Konstruktionen realistisch berücksichtigt. In den letzten Jahren wurden in der Forschung große Anstrengungen getätigt, um praxistaugliche Bemessungswerkzeuge zu Verfügung zu stellen.

Mit den Arbeiten von Bödefeld (2010) und Schlicke (2014) gelang es, ein Bemessungsmodell für die Bestimmung der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten von zwangbeanspruchten Betonbauteilen auf Grundlage der Verformungskompatibilität zu entwickeln. Hierbei wird die in einem Riss aufzunehmende Verformung infolge Zwang mit der Stahlspannung derart kompatibel gemacht, dass die Rissbreite zulässig begrenzt wird.

In vorliegender Arbeit wird gezeigt, wie diese Erkenntnisse auf die Gegebenheiten von Weißen Wannen angewendet werden können. Im Fokus steht hierbei die Ermittlung der tatsächlichen Zwangbeanspruchung durch numerische Methoden unter Berücksichtigung des optimierten Weißen Wannen Betons BS1opt und relevanter Geometrieverhältnisse. Auch die verwendeten Materialmodelle werden tiefgreifend vorgestellt.

Im Detail wird der Einfluss des optimierten Weißen Wannen Betons BS1opt auf die Reduzierung der erhärtungsbedingten Zwangbeanspruchung mit einer numerischen Parameterstudie quantifizierbar gemacht. Da sich die Rissgefahr bei diesem Beton und den vorliegenden Geometrien i. d. R. sogar ausschließen lässt, wird außerdem ein analytisches Nachweiskonzept entwickelt, um den Tragwerksplaner einen praxistauglichen Bemessungsansatz zur Verfügung stellen zu können.

1.1.2. Zielsetzung

Die vorliegende Masterarbeit soll die in Schlicke (2014) vorgestellten Ansätze auf die für Weiße Wannen üblichen Bauteilsituationen übertragen. Ziel ist es, das tatsächliche Verhalten dieser Bauteile widerspruchsfrei darzustellen, sodass die in der Praxis tätigen Ingenieure das tatsächliche Bauteilverhalten von diesen WU-Konstruktionen in der Bemessung realistisch berücksichtigen können. Wissenschaftliche Hintergründe werden nur soweit angerissen, wie es das Verständnis für die Vorgehensweise erfordert.

Das tatsächliche Bauteilverhalten und die erhärtungsbedingte Beanspruchung von Weißen Wannen wird unter Berücksichtigung des Bauablaufs sowohl für die Bodenplatte als auch die Wand erläutert. Dabei werden übliche Geometrien untersucht, welche in der Praxis oft angewendet werden. Die Ursachen der erhärtungsbedingten Beanspruchung und das damit einhergehende Bauteilverhalten werden zunächst theoretisch erklärt. Anschließend werden deren Auswirkung auf die Berechnungsergebnisse erläutert. Diese parallele Vorgehensweise soll die Zusammenhänge leicht verständlich machen und einen guten Bezug zur Praxis vermitteln.

Ein weiteres Ziel ist es, mit der optimierten Betonsorte BS1opt eine numerische Parameterstudie an Weißen Wannen durchzuführen. Die Ergebnisse dieser Studie dienen zur Entwicklung eines Nachweiskonzeptes, mit Hilfe dessen die Gefahr von bemessungsrelevanter Rissbildung an Bodenplatten und Wand-Fundament Systemen beurteilt werden kann. Hierzu wird der sogenannte Makrorissindex eingeführt. Die aus dieser Arbeit gewonnenen Erkenntnisse sollen als Grundlage zur 4. Überarbeitung der ÖBV-Richtlinie „Weiße Wannen“ dienen. Die Verifikationsberechnungen können in weiterer Folge auch zur Weiterentwicklung der in Schlicke (2014) angegebenen Bemessungshilfen herangezogen werden.

1.2. Aufbau und Gliederung der Arbeit

Die vorliegende Arbeit gliedert sich in sechs Teile. Anfangs (Kapitel 1) erfolgt eine kurze Einführung in die Thematik. Die Problemstellung und Ausgangslage werden umfangreich erläutert. Die Ziele der Arbeit werden gesetzt und der Weg zur Zielerreichung beschrieben.

Der zweite Teil (Kapitel 2) widmet sich der Berücksichtigung von erhärtungsbedingter Beanspruchung bei der Tragwerksplanung. Verschiedene Kriterien zur Beurteilung der Rissgefahr werden erläutert. Das Braunschweiger Planungswerkzeug wird allgemein vorgestellt und kritisch hinterfragt. Am Ende wird das verformungsbasierte Nachweiskonzept der TU Graz textlich beschrieben und grafisch mit Hilfe eines Planungsdiagramm veranschaulicht.

Das Kapitel 3 beschäftigt sich mit allgemeinen Hintergründen zur Berechnung der erhärtungsbedingten Zwangbeanspruchung von Weißen Wannen. Im Detail werden die für Weiße Wannen maßgebenden Bauteilsituationen einer Bodenplatte und eines Wand-Fundament Systems betrachtet. Für die Quantifizierung der Zwangbeanspruchung werden numerische Berechnungsmodelle vorgestellt und anhand der Berechnungsergebnisse wird die maßgebende Beanspruchung der jeweiligen Bauteilsituation erläutert.

In einem weiteren Schritt (Kapitel 4) wird das verwendete Materialmodell des erhärtenden Betons erklärt. Neben den thermischen werden auch die mechanischen Materialeigenschaften beschrieben. Im Unterkapitel mechanische Materialeigenschaften wird das Modell zur Festigkeitsentwicklung erläutert sowie auf das Schwindverhalten und die Viskoelastizität des Betons näher eingegangen.

Im nächsten Teil (Kapitel 5) erfolgt eine numerische Parameterstudie, um die Sensitivität verschiedener Einflussgrößen auf die resultierende Zwangbeanspruchung zu erfassen. An anderer Stelle können diese Ergebnisse außerdem genutzt werden, um analytische Ansätze zur Berechnung der erhärtungsbedingten Beanspruchung zu verifizieren. Dieser Teil beinhaltet neben einer Beschreibung des optimierten Weißen Wannen Betons BS1opt auch die angepassten Materialmodelle, welche bei den Berechnungen verwendet werden. Am Ende dieses Kapitels werden die Ergebnisse der Parameterstudie zusammenfassend durch Diagramme veranschaulicht und bedeutende Einflussparameter identifiziert. Die numerischen Simulationen wurden im Rahmen dieser Arbeit mit dem Programm *SOFiSTiK* durchgeführt.

Am Ende dieser Arbeit erfolgt im Kapitel 6 die Vorstellung eines neuen Nachweiskonzeptes zur Beurteilung der Gefahr von bemessungsrelevanter Rissbildung an Bodenplatten und Wand-Fundament Systemen. Hierfür wird der sogenannte Makrorissindex eingeführt. Dieses Nachweiskonzept wurde auf Basis der Ergebnisse der numerischen Parameterstudie entwickelt, dem Anhang können sämtliche Resultate der untersuchten Systeme aus der numerischen Parameterstudie entnommen werden.

2. Berücksichtigung von erhärtungsbedingter Beanspruchung bei der Tragwerksplanung

Die Berücksichtigung von erhärtungsbedingter Beanspruchung bei der Tragwerksplanung kann auf verschiedenen Wegen erfolgen. Neben dem heuristischen Ansatz auf Grundlage der Risschnittgröße in der Norm ist in der Praxis die Beurteilung der Rissgefahr eines Bauteils am weitesten verbreitet. Daneben existieren wenige ganzheitliche Ansätze wie das Braunschweiger Planungswerkzeug und das verformungsbasierte Nachweiskonzept der TU Graz. In diesem Kapitel werden Kriterien zur Beurteilung der Rissgefahr sowie die genannten ganzheitlichen Ansätze vorgestellt.

2.1. Beurteilung der Rissgefahr

Ein Riss entsteht, wenn sich im Bauteil eine Zugspannung aufbaut, welche die im betrachteten Zeitpunkt vorhandene Zugfestigkeit überschreitet. Die Rissbildung kann die Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit von Betonbauteilen stark beeinflussen und ist vor allem bei WU-Konstruktionen kritisch zu betrachten. In dieser Arbeit wird die Rissbildung infolge erhärtungsbedingter Zwangbeanspruchung näher erläutert. Weitere Zwangbeanspruchungen, die im Nutzungszeitraum auftreten können, werden nicht weiter verfolgt. Hintergrund sind die begrenzten Längsabmessungen der betrachteten Systeme, die einen bedeutenden Einfluss von Zwang in der Nutzungsphase - später Zwang - ausschließen lassen. Unberührt sind hiervon etwaige Erhöhungen der Oberflächenbewehrung von exponierten Betonoberflächen.

Zur Beurteilung der Rissgefahr von erhärtendem Beton wurden in der Vergangenheit verschiedenste Kriterien herangezogen. Kriterien können z. B. die auftretende Spannung, Dehnung und Temperatur sein, welche mit zulässigen Grenzwerten verglichen werden. Je größer der Abstand zu den zulässigen Grenzwerten, umso kleiner ist die Gefahr einer Rissbildung. Eine nähere Beschreibung der angeführten Kriterien und deren Grenzwerte können Röhling (2009), Rostásy und Krauß (2001) und Rostásy et al. (2002b) entnommen werden. Die Festlegung der Grenzwerte ist eine schwierige Aufgabenstellung, da die Eingangsgrößen wie z. B. die klimatischen Randbedingungen und Materialeigenschaften gewissen Streuungen unterworfen sind. Weitere Unsicherheiten können sich außerdem aus idealisierten Randbedingungen im Berechnungsmodell sowie vereinfachten Ansätzen für das komplexe viskoelastische Verhalten des Betons ergeben.

2.1.1. Temperaturkriterien

Bei diesen Kriterien wird die Temperaturentwicklung im Bauteil betrachtet. Im Detail werden Temperaturdifferenzen im Bauteil berechnet und mit auf Erfahrung und Theorie beruhenden Temperaturgrenzwerten verglichen. Die Verwendung von Temperaturkriterien ist eine sehr anwendungsfreundliche Methode, die aber aufgrund des Verzichts auf anspruchsvolle Spannungsberechnungen nur als empirische Näherungslösung verstanden werden kann. Es gilt:

$$\Delta T_{\text{vorh}} < \Delta T_{\text{zul}} \quad (2.1)$$

Die Wahl eines zulässigen Temperaturgrenzwertes stellt sich aufgrund der Vielzahl von Einflussparametern (Massigkeit des Bauteils, Betonzusammensetzung, Nachbehandlungsmaßnahmen, Viskoelastizität, etc.) jedoch als schwierig dar. Eine absolut sichere Beurteilung der Rissgefahr ist deshalb auf Basis der Temperatur nicht möglich und wird hier auch nicht weiter verfolgt, vgl. [Röhling (2009), S. 284 fff].

2.1.2. Dehnungskriterien

Als Eingangsgrößen bei Dehnungskriterien dienen die auftretenden Dehnungen und die Zugbruchdehnung. Um Risse zu vermeiden, müssen die im Bauteil auftretenden Dehnungen ε_{cr} kleiner als die Zugbruchdehnung $\varepsilon_{\text{ct,max}}$ sein. Im Vergleich zu der in Spannungs-kriterien verwendeten Zugfestigkeit, weist die Zugbruchdehnung eine geringere Abhängigkeit von der Betonzusammensetzung und der Festigkeitsentwicklung auf. Dadurch ist die Zugbruchdehnung geringeren Streuungen unterworfen. Untersuchungen haben ergeben, dass die Zugbruchdehnung nicht mit der Druckfestigkeit korreliert, vgl. [Röhling (2009) S. 292].

$$\varepsilon_{\text{cr}} < \varepsilon_{\text{ct,max}} \quad (2.2)$$

Aufgrund fehlender normativer Regelungen erfolgt die Festlegung der Zugbruchdehnung $\varepsilon_{\text{ct,max}}$ i. d. R. ingenieurmäßig auf Grundlage des linear elastischen Materialverhaltens $\varepsilon_{\text{ct,max}} = f_{\text{ctm}}/E_c$. Im Gegensatz dazu wird in fib (2012) ein Ansatz für die Bestimmung der Zugbruchdehnung $\varepsilon_{\text{ct,max}}$ gegeben.

Dieser Ansatz ist eine bilineare Arbeitslinie, die eine max. Zugbruchdehnung $\varepsilon_{\text{ct,max}}$ von 0.15‰ erlaubt. Hierbei wird davon ausgegangen, dass zunächst eine lokale Mikrorissbildung einsetzt, wenn die im Materialpunkt herrschende Spannung $\sigma_{c,i}$ 90% der mittleren Betonzugfestigkeit f_{ctm} erreicht. Bei einer weiteren Zunahme der Spannung wachsen die Mikrorisse immer weiter und die Steifigkeit nimmt ab. In diesem Bereich wird die Spannung $\sigma_{c,i}$ über die Zugbruchdehnung $\varepsilon_{\text{ct,max}}$ und die im Materialpunkt vorhandene Dehnung $\varepsilon_{\text{ct,i}}$ ermittelt. Erst bei Überschreiten der mittleren Betonzugfestigkeit f_{ctm} ist mit einer ausgeprägten Rissbildung zu rechnen.

$$\sigma_{c,i} = E_c \cdot \varepsilon_c \quad \text{bei } \sigma_{c,i} \leq 0.9 \cdot f_{ctm} \quad (2.3)$$

$$\sigma_{c,i} = f_{ctm} \left(1 - 0.1 \cdot \frac{\varepsilon_{ct,max} - \varepsilon_{ct,i}}{\varepsilon_{ct,max} - 0.9 \cdot \frac{f_{ctm}}{E_c}} \right) \quad \text{bei } 0.9 \cdot f_{ctm} < \sigma_{c,i} \leq f_{ctm} \quad (2.4)$$

Diese bilineare Arbeitslinie könnte außerdem auch für Spannungskriterien von Bedeutung sein, da die absoluten Zwangsspannungen unter Berücksichtigung der Mikrorissbildung deutlich kleiner sind.

2.1.3. Spannungskriterien

Spannungskriterien setzen eine anspruchsvolle Spannungsberechnung im Vorfeld voraus. Anschließend wird bei diesen Kriterien die auftretende rechnerische Hauptzugspannung σ einer festgelegten Zugfestigkeit des Betons (mittlere Spaltzugfestigkeit f_{cts} , mittlere zentrische Bauwerkszugfestigkeit f_{cte} , etc.) gegenübergestellt. Eigenspannungsanteile über Querschnittshöhe und Querschnittsbreite in dieser rechnerischen Hauptzugspannung müssen hierbei differenziert betrachtet werden.

Spannung und vorhandene Zugfestigkeit sind von der Stelle im betrachteten Querschnitt des Bauteils und von der Festigkeitsentwicklung abhängig. Eine zeitdiskrete Vorgehensweise ist daher notwendig.

Der Verhältniswert der beiden Kenngrößen wird mit einem Grenzwert verglichen und kann streng genommen zunächst nur die lokale Anrissbildung beurteilen. In diesem Zusammenhang sei wieder auf den Einfluss der Eigenspannungen verwiesen. In FE-Simulationen sind die Eigenspannungen i. d. R. inkludiert, bei analytischen Modellen oder Bemessungshilfen auf Grundlage der Zwangsschnittgrößen sollte diese explizit berechnet werden, wie beispielsweise in der japanischen Stahlbetonnorm.

Nach der Anrissbildung kommt es zu Spannungsumlagerungen im angerissenen Querschnitt. Das Verhalten des Bauteils nach der Anrissbildung kann von diesen Betrachtungen nicht erfasst werden. Aussagen zur Art der Rissbildung (Trennrisse, Biegerisse, Oberflächenrisse oder kombiniert), würden weitere Betrachtungen am gerissenen Querschnitt erfordern.

Rissemempfindlichkeit ω_{cr}

Dieses Kriterium ist vor allem im skandinavischen Bereich weit verbreitet. Hierbei wird das Verhältnis von rechnerischer Hauptzugspannung und mittlerer Spaltzugfestigkeit gebildet.

$$\omega_{cr} = \frac{\sigma}{f_{cts}} \quad (2.5)$$

Dieses Konzept ist deterministisch, die Streuungen von Spannung und Betonzugfestigkeit sind pauschal in den Grenzwerten eingearbeitet. Falls keine Messgrößen für die mittlere Spaltzugfestigkeit vorhanden sind, wird diese über die mittlere Betondruckfestigkeit geschätzt, vgl. [Rostásy und Krauß (2001), S. 66].

Thermischer Rissindex I_{cr}

Der thermische Rissindex wurde in Japan entwickelt und wird international angewendet. Die mittlere Spaltzugfestigkeit wird im Verhältnis zur rechnerischen Hauptzugspannung gesetzt.

$$I_{cr} = \frac{f_{cts}}{\sigma} \quad (2.6)$$

Rissindex C_{cr}

Dieser Rissindex wurde vom thermischen Rissindex abgeleitet. Anstatt der mittleren Spaltzugfestigkeit wird hier die mittlere zentrische Bauwerkszugfestigkeit angesetzt. Auch die anzusetzenden Grenzwerte basieren auf anderen Überlegungen.

$$C_{cr} = \frac{f_{cte}}{\sigma} \quad (2.7)$$

Die beiden letztgenannten Konzepte sind zuverlässigkeitsorientiert, die Streuungen von Spannung und Betonzugfestigkeit werden direkt berücksichtigt, vgl. [Rostásy und Krauß (2001), S. 66]. Die größte Rissgefahr herrscht zum Zeitpunkt an dem das Verhältnis (I_{cr} , C_{cr}) sein Minimum erreicht.

Die Rissgefahr wird bei den genannten Spannungskriterien durch exakte Grenzwerte beurteilt. Diese Grenzwerte sind in Tab. 2.1 aufgelistet, für jedes Spannungskriterium existieren zwei Grenzwerte. Bei Einhaltung des strengeren Grenzwertes wird davon ausgegangen, dass eine Trennrissbildung (TR) ausgeschlossen werden kann. Die Beurteilung der Trennrissgefahr auf Grundlage von lokalen Betrachtungen im Querschnitt kann hierbei aber nur als pragmatische Vereinfachung verstanden werden, wie später noch gezeigt wird.

Der Kehrwert der Rissempfindlichkeit ω_{cr}^{-1} entspricht im weitesten dem thermischen Rissindex I_{cr} , vgl. [Rostásy und Krauß (2001), S. 67]. Um die Grenzwerte dieser Kriterien zu vergleichen sind in Klammer auch die Kehrwerte der Grenzwerte der Rissempfindlichkeit angegeben.

Tabelle 2.1.: Spannungskriterien und deren Grenzwerte

Bezeichnung	Definition	Grenzwert TR nicht ausschließbar	Grenzwert TR ausschließbar
Rissemempfindlichkeit ω_{cr}	$\omega_{cr} = \frac{\sigma}{f_{cts}}$	0,80 (1,25)	0,65 (1,54)
Thermischer Rissindex I_{cr}	$I_{cr} = \frac{f_{cts}}{\sigma}$	1,20	1,50
Rissindex C_{cr}	$C_{cr} = \frac{f_{cte}}{\sigma}$	1,15	1,35

Die Berücksichtigung von erhärtungsbedingter Beanspruchung durch die Beurteilung der Rissgefahr eines Bauteils ist eine einfache Methode, welche jedoch sehr kritisch zu betrachten ist. Der Vergleich der Spannungskriterien (ω_{cr} , I_{cr}) in Tab. 2.1 zeigt Abweichungen in den Grenzwerten auf. Das heißt, in einem speziellen Fall kann bei der Anwendung beider Spannungskriterien die Trennrissbildung einmal ausgeschlossen werden und einmal nicht. Wird unter Anwendung dieser Methode eine Rissbildung zugelassen, kann weder die Art der Rissbildung prognostiziert werden (Trennrisse, Biegerisse, Oberflächenrisse oder kombiniert), noch können Aussagen zu den auftretenden Rissbreiten abgeleitet werden. Diese Konzepte zielen auf die Verhinderung der Anrissbildung ab. Für die Berechnung einer zur Rissbreitenbegrenzung notwendigen Bewehrung werden keine Vorschläge unterbreitet. Auch wenn die Streuungen von Spannung und Betonzugfestigkeit berücksichtigt werden, so ist die Beurteilung der Rissgefahr anhand eines exakten Wertes zu hinterfragen. Diese Unsicherheit war der Antrieb zur Entwicklung eines probabilistischen Konzepts, vgl. [Röhling (2009), S. 294].

Probabilistisches Konzept *TempSpanMCS*

Dieses Nachweiskonzept berücksichtigt die Streuungen sämtlicher Eingangsgrößen (Betoneigenschaften, klimatischen Einwirkungen, etc.). Die Bestimmung der Zwangsspannungen kann wie bei den anderen Kriterien anhand eines beliebigen Ingenieurmodells erfolgen. Als Rissindex fungiert der bereits vorgestellte Index C_{cr} . Die Verteilungsfunktion des Rissindex wird durch Einbettung des Ingenieurmodells in eine Monte-Carlo-Simulation¹ berechnet. Hierbei werden die Unsicherheiten der Eingangsgrößen durch ihre Verteilungsfunktionen berücksichtigt. Die Auswertung der Analyse liefert die Eintretenswahrscheinlichkeit der Trennrissbildung p_{cr} . Der Nachweis erfolgt dann durch Vergleich der Eintretenswahrscheinlichkeit der Trennrissbildung p_{cr} mit einem zulässigen Grenzwert, vgl. [Krauß (2004), S. 28 fff].

$$p_{cr} \leq p_{zul} \tag{2.8}$$

Mit Hilfe dieses Konzeptes kann zumindest die Rissgefahr äußerst zutreffend beurteilt werden. Aufgrund der damit verbundenen anspruchsvollen Berechnungen hat dieses Konzept jedoch wenig Eingang in die Praxis gefunden.

¹Die Monte-Carlo-Simulation ist ein Verfahren aus der Wahrscheinlichkeitstheorie, mit Hilfe dieses Verfahren lassen sich analytisch nicht lösbare Probleme numerisch lösen.

2.2. Braunschweiger Planungswerkzeug

Zur Erfüllung der angeführten Kriterien und Einschränkung der Rissbildung wurden zahlreiche risskontrollierende Maßnahmen entwickelt. Unter dem Begriff Risskontrolle wird in diesem Zusammenhang die Begrenzung der Rissbreiten und Rissanzahl sowie die Rissvermeidung verstanden. Maßnahmen können in den Bereichen der Planung (Bewehrung, etc.), Betontechnologie (Betonzusammensetzung, etc.) und Ausführung (Nachbehandlung, etc.) gesetzt werden.

Ein großes Problem in der Betonbaupraxis ist, dass die Wirksamkeit dieser Maßnahmen oft nur aus Erfahrungswerten abgeschätzt anstatt berechnet wird. In der Vergangenheit hat diese Vorgehensweise wiederholt zu Fehleinschätzungen geführt, unzulässig große Rissbreiten und die Undichtheit von WU-Konstruktionen waren die Folge.

An der Technischen Universität in Braunschweig wurde ein Planungswerkzeug entwickelt, um diesen Missstand zu beseitigen. Das Planungswerkzeug sieht die Erstellung eines Berechnungsmodells unter Berücksichtigung von Erfahrungswerten, Klimadaten, Messungen und Materialmodellen vor. Das Berechnungsmodell soll in der Lage sein, die Temperatur-, Festigkeits- und Spannungsentwicklung sowie Rissorte und freie Verformungen im Bauteil zu erfassen. Anhand der Dichtigkeitsanforderung an die WU-Konstruktion sind Grenzwerte für das verwendete Risskriterium zu wählen. Auf Basis der Berechnungsergebnisse und des Risskriteriums wird die Rissgefahr und Wirksamkeit einer geplanten Maßnahme überprüft.

Das Planungswerkzeug unterstützt den Ingenieur sowohl in Entwurfs- als auch Ausführungsplanung, sei es bei der Festlegung von Anhaltswerten, Abschätzung der erhärtungsbedingten Zwangbeanspruchung oder bei der detaillierten Berechnung. Die Berechnungen können jederzeit an einen besseren Wissensstand der Eingangsparameter, beispielsweise während der Ausführung, angepasst werden. Die vorangegangenen Erläuterungen sowie eine detaillierte Beschreibung des Planungswerkzeug können der Arbeit von Rostásy und Krauß (2001) entnommen werden.

Dieses Planungswerkzeug basiert auf der Quantifizierung der erhärtungsbedingten Zwangsspannungen. Die Bestimmung von Zwangsspannungen kann durch nichtlineare Berechnungsmethoden oder Näherungsverfahren erfolgen. Hinsichtlich des im Planungswerkzeug verwendeten Materialmodells hat die Forschung in den letzten Jahren neue Erkenntnisse gebracht. Werden die zeitabhängigen Materialeigenschaften des erhärtenden Betons auf Grundlage des Hydratationsgrads berechnet, so kann die Erhärtung von Betonen mit $AHWZ^2$ i. d. R. nicht ohne weiteres zutreffend beschrieben werden. In diesem Bereich hat sich gezeigt, dass der Ansatz des effektiven Betonalters bessere Ergebnisse erzielt.

Das Braunschweiger Planungswerkzeug erlaubt, die lokale Rissgefahr und die Wirksamkeit von risskontrollierenden Maßnahmen durch den Vergleich der Zwangsspannungen mit einem Risskriterium zu beurteilen. Ein mechanisch konsistenter Ansatz zur Berechnung von Rissbreiten oder einer zur Rissbreitenbegrenzung notwendigen Bewehrung wird jedoch nicht zu Verfügung gestellt. Kritisch ist auch zu sehen, dass bei Wand-Fundament Systemen die Aktivierung des Eigengewichts vernachlässigt wird, näheres dazu siehe Abs. 3.3.3. Außerdem wird bei der Beurteilung der Anrissbildung in der Wand auf die explizite Berücksichtigung von Eigenspannungen

²aufbereitete hydraulisch wirksame Zusatzstoffe

über die Wanddicke verzichtet. Aus Sicht des Autors wird damit die lokale Anrissgefahr unterschätzt. Das Bauteilverhalten wird nur idealistisch, jedoch nicht realistisch erfasst. In bestimmten Fällen liegt diese idealistische Beschreibung auf der unsicheren Seite. Letztlich müsste die zur Rissbreitenbegrenzung notwendige Bewehrung auf Basis der Risschnittgröße und nicht der Verformungskompatibilität ermittelt werden. Hinsichtlich des zu erwartenden Rissbilds muss der Vorschlag im Planungswerkzeug, ob sich Trennrisse bei diesen Systemen bis zur Wandkrone (Durchriss) ausbilden oder vorher enden (Anriss), kritisch gesehen werden.

2.3. Verformungsbasiertes Nachweiskonzept - Modell TU Graz

Am Institut für Betonbau der Technischen Universität Graz wurde demgegenüber ein verformungsbasiertes Nachweiskonzept entwickelt. Dieses Konzept ermöglicht die Festlegung einer zur Begrenzung der Rissbreiten erforderlichen Mindestbewehrung, unter Berücksichtigung des tatsächlichen Bauteilverhaltens vor und nach der Rissbildung. Es werden Materialmodelle verwendet, welche den aktuellen Stand der Forschung widerspiegeln. Auch die Art der Rissbildung (Trennrisse, Biegerisse, Oberflächenrisse oder kombiniert) kann zutreffend bestimmt werden. Für die Anwendung werden neben numerischen Methoden auch Bemessungshilfen erläutert. Beide Vorgehensweisen liefern die notwendigen Ausgangsgrößen, um bei Rissbildung die erforderliche Mindestbewehrung auf Grundlage der Verformungskompatibilität zu ermitteln, wobei die Bemessungshilfen auf vorgegebene Randbedingungen begrenzt sind.

Die Ausgangsgrößen sind die aufzunehmende Verformung und die Bemessungszugfestigkeit. Die aufzunehmende Verformung wird über die Zwangsspannung, dem zum Risszeitpunkt vorhandenen Elastizitätsmodul sowie dem Abstand der Primärrisse ermittelt. Die Berechnung des Abstands der Primärrisse ist nicht trivial, da dieser von den geometrischen Randbedingungen, der Art der Zwangbeanspruchung und den Materialeigenschaften des Betons abhängig ist. In Schlicke (2014) wird der Abstand der Primärrisse vereinfacht für ideale Randbedingungen formuliert. Eine zeitdiskrete Vorgehensweise ermöglicht die erhärtungsbedingte Zwangsspannung, den Elastizitätsmodul sowie die Bemessungszugfestigkeit in jeden Zeitpunkt zu bestimmen.

Bei der Betrachtung von WU-Konstruktionen wird eine Rissbildung als bemessungsrelevant bezeichnet, wenn diese die Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit gefährdet. In weiterer Folge wird diese Rissbildung auch als Makrorissbildung bezeichnet. Für die Unterscheidung, ob bemessungsrelevante Rissbildung ausgeschlossen werden kann oder eintritt und demzufolge weitere Betrachtungen für die Einhaltung der zulässigen Rissbreite erforderlich werden, wird ein Spannungskriterium verwendet.

Spannungskriterium TU Graz

Ausgehend vom ungerissenen Zustand wird die lokale Anrissgefahr betrachtet. Dazu vergleicht dieses Konzept die im Materialpunkt herrschende Spannung $\sigma_{c,i}$ mit einer abgeminderten Betonzugfestigkeit $f_{ct,risk}(t)$. Die zeitliche Entwicklung der mittleren Betonzugfestigkeit wird über das effektive Betonalter berechnet. Die Streuung der Zugfestigkeit im Querschnitt wird durch den Ansatz des 5 %- Fraktilwertes berücksichtigt. In Anlehnung an den DIN-FB102 (2003) wird ein zusätzlicher Sicherheitsfaktor von 0,80 eingeführt. Dieser Faktor hebt das Sicherheitsniveau bei der Beurteilung der Rissgefahr, sodass die Rissbildung unter Einhaltung dieses Kriteriums auch mit Sicherheit ausgeschlossen werden kann. Würde man die Spannung im Materialpunkt nur der mittleren Zugfestigkeit gegenüberstellen und einen unteren Grenzwert von 0,70 fordern, ließe sich die Rissbildung in 5% aller Fälle rechnerisch nicht ausschließen.

Trotz der Vielzahl unterschiedlicher Modelle zur Berücksichtigung der erhärtungsbedingten Zwangbeanspruchung in der Tragwerksplanung konnte eine wirtschaftliche Bemessung unter Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit nicht zuverlässig erreicht werden, wie verschiedene Schadensfälle eindrucksvoll belegen. Aus diesem Grund wird für den sicheren Ausschluss jeglicher Rissbildung gefordert:

$$f_{ct,risk}(t) = 0,80 \cdot 0,70 \cdot f_{ctm}(t_{eff}) \geq \sigma_{c,i} \quad (2.9)$$

Planungsdiagramm

Das Nachweiskonzept ist grafisch in Abb. 2.1 durch ein Planungsdiagramm dargestellt. Dieses Planungsdiagramm spiegelt die Vorgehensweise zur Berechnung der Mindestbewehrung für zwangbeanspruchten Beton wider. Vorab müssen alle notwendigen Eingangsparameter (Betonzusammensetzung, Materialmodell, Geometrie, etc.) und Randbedingungen (klimatische Verhältnisse, Frischbetontemperatur, etc.) erhoben werden. Sind erforderliche Eingangsparameter zum Zeitpunkt der Planung unbekannt, müssen ingenieurmäßige Annahmen getroffen werden. Hierbei ist stets zu beachten, dass die Genauigkeit des Berechnungsergebnisses von der Zuverlässigkeit der Eingaben abhängig ist.

Im ersten Schritt wird die Zwangbeanspruchung anhand eines numerischen Modells oder durch Bemessungshilfen berechnet. Im Falle einer numerischen Berechnung ist erhärtungsbedingter Zwang zeitdiskret abzubilden. Auf Basis des Spannungskriteriums wird ermittelt, ob erhärtungsbedingte Rissbildung ausgeschlossen werden kann oder nicht. Falls eine bemessungsrelevante Rissbildung ausschließbar ist, ist die Anordnung von Oberflächenbewehrung ausreichend. Beim Auftreten von bemessungsrelevanter Rissbildung kann diese entweder zugelassen oder eine Optimierung vorgenommen werden. Unter Optimierung wird die Anwendung einer risskontrollierenden Maßnahme verstanden oder eine günstige Änderung der Eingangsparameter.

Im Falle einer Optimierung wird die Zwangbeanspruchung erneut berechnet und anschließend wieder überprüft, ob eine bemessungsrelevante Rissbildung ausschließbar ist. Beim Zulassen von bemessungsrelevanter Rissbildung, erfolgt eine Bemessung unter Beachtung der Verformungs-

kompatibilität. Hierbei wird das tatsächliche Bauteilverhalten berücksichtigt. Der Abbau der Zwangbeanspruchung infolge Rissbildung kann mit dem derzeitigen Forschungsstand noch nicht zuverlässig erfasst werden. Ist die Verformungskompatibilität bereits durch die geometrisch vorgegebenen Primärrisse erfüllt, reicht eine Oberflächenbewehrung aus. Wenn dies nicht der Fall ist, muss durch die Anordnung von Bewehrung eine gezielte Erzeugung von Sekundärrissen im Umfeld des Primärrisses sicher gestellt werden.

Im Planungsdiagramm ist gestrichelt auch die derzeitige normative Vorgehensweise EN-1992-1-1 (2011) eingezeichnet. Diese zielt darauf ab, dass die Mindestbewehrung anhand der Risschnittgröße des Querschnitts ermittelt wird, ohne das tatsächliche Bauteilverhalten zu berücksichtigen. Dem Tragwerksplaner wird durch Annahme des Zeitpunkts der Rissbildung erlaubt, seine Erfahrungswerte einspielen zu lassen. Doch wie schon in Abs. 1.1.1 erläutert, kann diese Vorgehensweise zu unsicheren Ergebnissen führen.

Bei einer numerischen Berechnung der Zwangsspannungen kann dieses Nachweiskonzept für beliebige Bauteilsituationen angewendet werden. Problematisch ist, dass hierfür stets eine anspruchsvolle Berechnung notwendig ist. Für die hier im Vordergrund stehenden Weißen Wannen, deren Bauabschnitte erfahrungsgemäß so ausgelegt werden, dass erhärtungsbedingte Rissbildung i. d. R. kaum auftritt, wurde deshalb ein reduziertes Nachweiskonzept entwickelt, das sich im Bereich „Rissvermeidung“ bewegt.

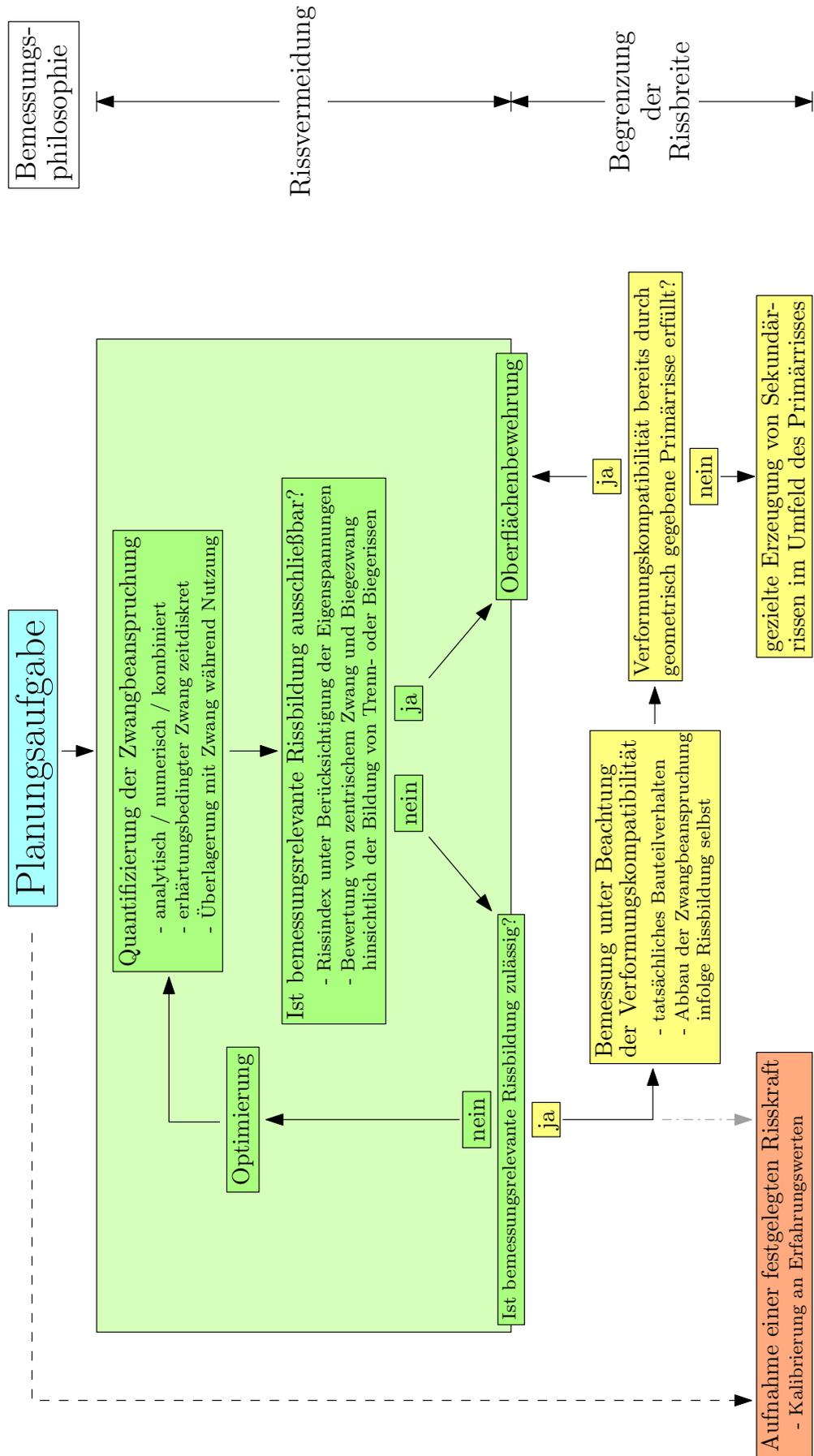


Abb. 2.1.: Planungsdiagramm zur Festlegung der Mindestbewehrung

3. Quantifizierung der erhärtungsbedingten Beanspruchung von üblichen Bauteiltypen

3.1. Allgemeines

Erhärungsbedingte Zwangbeanspruchung

Erhärungsbedingte Zwangsspannungen werden aufgebaut, wenn Verformungseinwirkungen behindert werden. Allgemein wird diese Beanspruchung als früher Zwang bezeichnet. Verformungseinwirkungen können aus Temperaturdehnungen und Schwindverkürzungen resultieren. Schwindverkürzungen treten infolge Hydratation und Austrocknung auf. Temperaturdehnungen entstehen einerseits während der Hydratation, aber andererseits auch aufgrund veränderlicher klimatischer Randbedingungen. Diese Dehnungen können sich jedoch nicht frei einstellen, dadurch ist die Bestimmung eines Behinderungsgrads $a(t)$ notwendig. Ursachen für eine äußere Behinderung können Nachbarbauteile (Wand auf Fundament) und die Boden-Bauwerksinteraktion sein, aber es findet auch eine Behinderung innerhalb des Querschnitts statt, vgl. [Rostásy et al. (2002a), S. 778]. Unter Kenntnis der Verformungseinwirkung ε_0 , des Behinderungsgrads $a(t)$ und des Elastizitätsmodul des Betons E_c kann die erhärungsbedingte Beanspruchung berechnet werden. Für die erhärungsbedingte Spannungsgeschichte gilt:

$$\sigma_{\text{beh}}(t) = \int_0^t \varepsilon_0(t) \cdot a(t) \cdot E_c(t) dt \quad (3.1)$$

- σ_{beh} Zwangsspannung
- ε_0 Verformungseinwirkung
- a Behinderungsgrad
- E_c Elastizitätsmodul des Betons

Eine zeitdiskrete Vorgehensweise ist notwendig, da sämtliche Eingangsgrößen während des Erhärungsprozesses nicht nur zeitlich veränderlich sind, sondern sich auch gegenseitig beeinflussen. Beispielsweise führt eine Zunahme des Elastizitätsmoduls auch zu einer Veränderung des Behinderungsgrads. Die Entwicklung des Elastizitätsmoduls ist wiederum abhängig von der Temperaturentwicklung im Bauteil und diese ist in weiterer Folge mit der Verformungseinwirkung gekoppelt.

Berechnungsmethoden der erhärtungsbedingten Beanspruchung

Grundsätzlich können analytische und numerische Methoden verwendet werden. Analytische Methoden weisen im Vergleich zu numerischen Methoden einen deutlich geringeren Berechnungsaufwand auf. Jedoch gestaltet sich die Bestimmung des Behinderungsgrads und der Verformungseinwirkungen im Zeitverlauf als schwierig. Die analytische Methode ist zum jetzigen Zeitpunkt noch Gegenstand der Forschung.

In der Praxis werden numerische Methoden bevorzugt, da diese das tatsächliche Bauteilverhalten abbilden können. Im Zuge einer numerischen Simulation bieten räumliche Berechnungsmodelle eine Vielzahl von Vorteilen. So kann beispielsweise im Vergleich zu 2D-Modellen die Temperaturgeschichte und der Wärmefluss eines Bauteils gut simuliert und gleichzeitig auch der Behinderungsgrad zutreffender bestimmt werden. In der Kombination eines räumlichen Berechnungsmodell mit einer zeitdiskreten Vorgehensweise ist die zeitliche Synchronisation von Verformungseinwirkungen (Wärmefreisetzung, Schwinden, klimatischen Randbedingungen) und mechanischen Eigenschaften (Festigkeitsentwicklung, Viskoelastizität) möglich. Mit Hilfe der Glg. (3.1) kann die erhärtungsbedingte Beanspruchung in jedem Knoten des Berechnungsmodells und zu jedem beliebigen Zeitpunkt bestimmt werden.

In den folgenden Kapiteln wird die erhärtungsbedingte Beanspruchung von Weißen Wannen anhand der üblichen Bauteiltypen, *Bodenplatte* und *Wand auf Fundament* erläutert. Zuerst wird der Bauteiltyp näher vorgestellt, anschließend werden thermische und mechanische Zusammenhänge sowie die maßgebende Beanspruchung beschrieben. Das Bauteilverhalten wird zunächst allgemein beschrieben und dann anhand Berechnungsergebnisse belegt.

3.2. Bodenplatte

3.2.1. Berechnungsmodell

In Abb. 3.1 ist das Berechnungsmodell für den Bauteiltyp *Bodenplatte* dargestellt. Die räumliche Diskretisierung erfolgte mit Volumenelementen. In den Randbereichen wurde eine größere Netzfeinheit vorgesehen, um den Temperaturabfluss in diesen Bereichen besser zu erfassen. Das im Berechnungsmodell implementierte Materialmodell ist in Kapitel 4 beschrieben. Die Materialeigenschaften können Abs. 5.2 entnommen werden. Das Modell wurde unter Ausnutzung der Symmetrie erstellt, um die Rechenzeit zu optimieren.

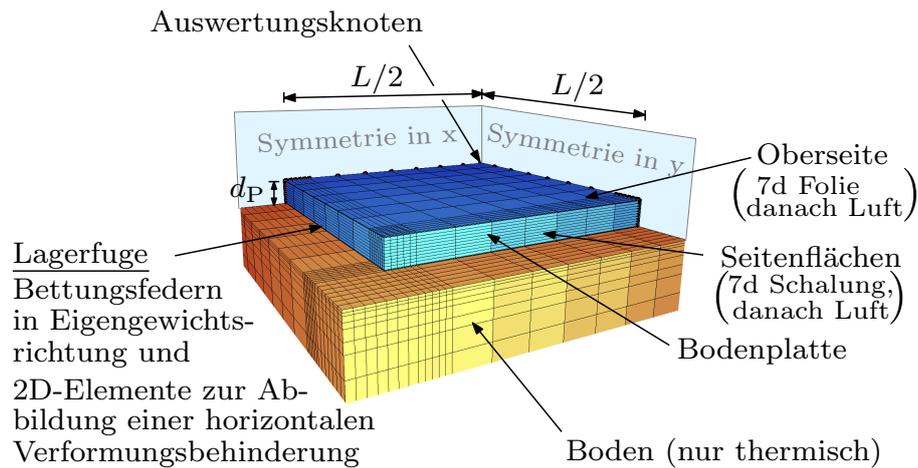


Abb. 3.1.: FE-Modell des Bauteiltyps - *Bodenplatte*

In horizontaler Richtung wird eine zutreffende Lagerung erreicht, indem alle Knoten in den Symmetrieebenen normal zu diesen unverschieblich gehalten werden. Die Lagerung durch Bettungsfedern in Eigengewichtsrichtung bewerkstelligt, dass die Verkrümmungsbehinderung durch Aktivierung des Eigengewichts - wie in der Realität - erst mit zunehmendem Randabstand aufgebaut wird. Die horizontale Wechselwirkung zwischen Bodenplatte und Baugrund in der Lagerfuge wird, durch starr an die Plattenunterseite gekoppelte 2D-Elemente, berücksichtigt. Der Erdkörper unterhalb des Betonkörpers hat keine Steifigkeit und wurde nur modelliert, um die Wärmespeicherwirkung des Baugrunds zu simulieren.

Die Berechnung unterstellt extrem sommerliche Umgebungstemperaturen und eine Frischbetontemperatur von 25 °C. Die klimatischen Randbedingungen können Abs. 5.3 entnommen werden. Die Dauer der Folienabdeckung und der Zeitraum bis zum Ausschalen der Seitenflächen wurde mit sieben Tagen festgesetzt. Die Auswertungsknoten befinden sich auf der Schnittlinie der beiden Symmetrieebenen, da in diesen Punkten die größten Temperaturänderungen und die maßgebenden Zwangsspannungen auftreten. Eine Zusammenfassung der wichtigsten Berechnungsparameter kann Tab. 3.1 entnommen werden.

Tabelle 3.1.: Zusammenfassung der wichtigsten Berechnungsparameter - *Bodenplatte*

Parameter	Formelzeichen	Größe	Einheit
Länge	L	30,00	[m]
Bodenplattendicke	d_P	1,50	[m]
Frischbetontemperatur	T_F	25	[°C]
Bodentemperatur zu Betonierbeginn	T_B	20	[°C]
Wärmeübergangskoeffizient-Luft	α_L	30,0	[W/m ² K]
Wärmeübergangskoeffizient-Folienabdeckung	α_F	20,0	[W/m ² K]
Wärmeübergangskoeffizient-Schalung	α_S	4,2	[W/m ² K]
Wärmespeicherkapazität-Frischbeton	$S_{c,F}$	2.400	[kJ/m ³ K]
Wärmeleitfähigkeit-Boden	λ_B	1,66	[W/mK]
Wärmespeicherkapazität-Boden	$S_{c,Boden}$	1.600	[kJ/m ³ K]
Vertikale Bodensteifigkeit	E_v	1.000.000	[MN/m ²]
Horizontale Bodensteifigkeit	E_h	100	[MN/m ²]

3.2.2. Thermische und mechanische Zusammenhänge

Die Temperaturgeschichte infolge Hydratation bei einer Bodenplatte ist schematisch in Abb. 3.2 dargestellt. Der Wärmefluss stellt sich hauptsächlich in der Querschnittsebene ein, die maßgebende erhärtungsbedingte Beanspruchung tritt jedoch i. d. R. normal dazu auf. Im Falle einer Bodenplatte ist der Wärmefluss hauptsächlich vertikal ausgerichtet und die größten Spannungen entstehen in beiden horizontalen Richtungen.

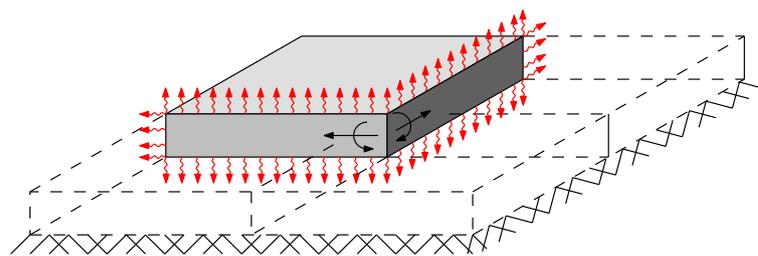


Abb. 3.2.: Wärmefluss - *Bodenplatte*

In Abb. 3.3 ist die Temperatur- und Spannungsentwicklung für drei Auswertungsknoten dargestellt. Der erste Knoten ist am unteren Rand, der zweite in der Mitte und der dritte am oberen Rand situiert. Die Temperaturgeschichte der Knoten wird maßgeblich von den unterschiedlichen Randbedingungen an Ober- und Unterseite beeinflusst. Für die Spannungsentwicklung wird hierbei von gewöhnlichen Baugrund mit einer horizontalen Steifigkeit von $E_h = 100 \text{ MN/m}^2$ ausgegangen.

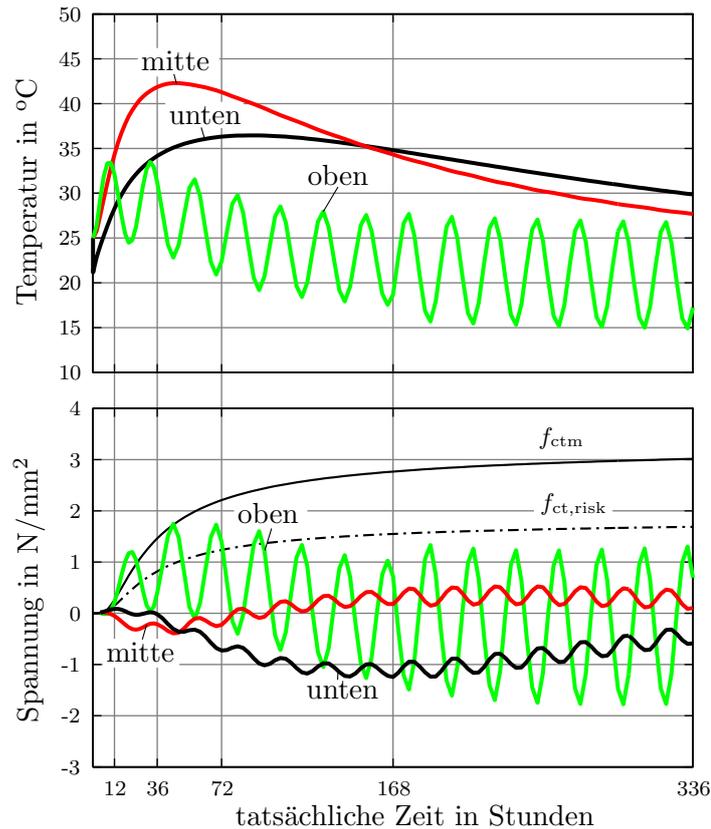


Abb. 3.3.: Temperatur- und Spannungsentwicklung - Bodenplattendicke $d_p = 1,50$ m

Bodenplattenunterseite (unterer Knoten)

Der Temperaturabfluss am unteren Knoten hängt von der Wärmespeicherkapazität des angrenzenden Baugrunds ab. Im Vergleich zum mittleren Knoten wird die Temperaturzunahme durch den Erdkörper gedämpft, und gleichzeitig verlangsamt sich aber auch der Abkühlungsprozess. Die anfänglich aufbauenden Zugspannungen sind nahezu Null und werden, noch vor Erreichen des Temperaturmaximums, wieder abgebaut. Anschließend werden Druckspannungen aufgebaut. Zwar ändert sich die Temperatur an der Unterseite, doch führt die einsetzende Abkühlung oberhalb zum Aufschüsseln und Aktivierung des Eigengewichts mit negativem Moment in weiterer Folge. Das vorhandene Abkühlungspotential führt an der Unterseite später zum Abbau dieser Druckspannungen. Bei Erreichen der Ausgleichstemperatur (hier nicht mehr dargestellt) könnten theoretisch sogar Zugspannungen auftreten, da diese Verformungseinwirkung nun auf einen größeren Elastizitätsmodul treffen.

Bodenplattenkern (mittlerer Knoten)

Die Temperaturgeschichte im mittleren Knoten ist stark von der Massigkeit des Querschnitts abhängig, denn je dicker ein Bauteil umso mehr wird das Abfließen der Hydratationswärme behindert. Dies hat zur Folge, dass im mittleren Knoten die größten Temperaturen erreicht werden. In diesem Knoten entstehen anfangs Druckspannungen, welche sich noch vor dem Erreichen des Temperaturmaximums zu abbauen beginnen. Zum Zeitpunkt des Erreichens der Nullspannung ist in diesem Punkt noch ein großes Abkühlungspotential vorhanden, welches in weiterer Folge zum Aufbau von Zugspannungen führt.

Bodenplattenoberseite (oberer Knoten)

Der zur Luft zugewandte obere Knoten erwärmt sich im Vergleich zu den anderen nur gering, da hier ein starker Temperaturabfluss in die Umgebung stattfindet. Der Temperaturverlauf ist vom Tagesgang der Umgebungstemperatur und etwaigen Nachbehandlungsmaßnahmen beeinflusst. Der Temperaturunterschied zwischen Unter- und Oberseite führt zu einer sich aufbauenden Temperaturgradienten. An der Oberseite entstehen anfangs Zugspannungen, welche infolge der Auskühlung der Unterseite wieder abgebaut werden. Der weitere Spannungsverlauf ähnelt dem Tagesgang der Umgebungstemperatur und ist durch Wechsel zwischen Druck- und Zugspannungen charakterisiert.

In Abb. 3.4 ist die Temperaturverteilung in der Symmetrieebene zum Zeitpunkt des Temperaturmaximums $t = 48,0$ h dargestellt. Zu diesem Zeitpunkt wird ein Temperaturmaximum von $42,5$ °C erreicht. Deutlich zu erkennen ist, wie der Abfluss der Hydratationswärme der Bodenplatte die oberen Schichten des Baugrunds bis zu einer Tiefe von ca. 1,0 m beeinflusst. Der konstante Temperaturanteil ist sehr ausgeprägt, da eine gleichmäßige Temperaturverteilung vorliegt. Die Verformungen aufgrund des konstanten Temperaturanteils werden aber bei dickeren Bodenplatten kaum behindert, da die Steifigkeit des Baugrunds gegenüber der Steifigkeit der Bodenplatte viel kleiner ist. Kritischer sind bei Bodenplatten die Anteile der linearen und nichtlinearen Temperaturverteilung zu betrachten. Diese Temperatureinwirkungen führen zu Biegezwang und Eigenspannungen, näheres dazu ist im nächsten Absatz beschrieben.

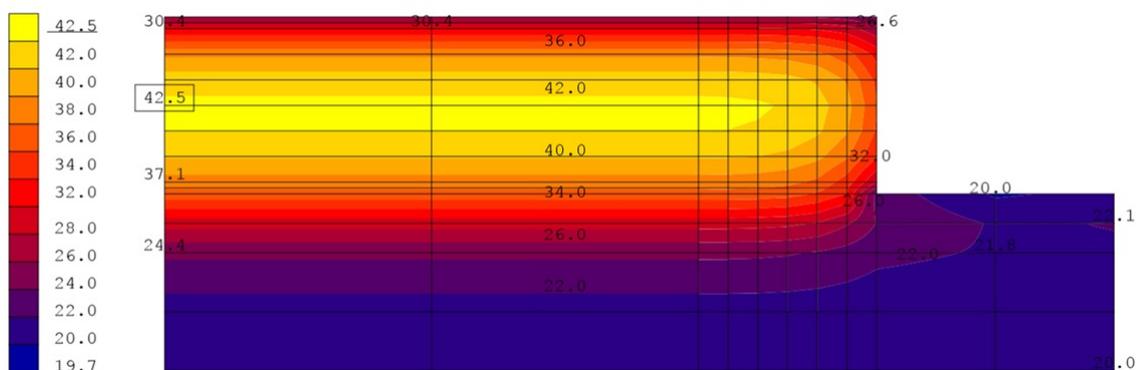


Abb. 3.4.: Temperaturverteilung zum Zeitpunkt $t = 48,0$ h - Bodenplattendicke $d_P = 1,50$ m

3.2.3. Maßgebende Beanspruchung

Übliche Baugrundverhältnisse weisen im Vergleich zum Beton nur eine geringe horizontale Steifigkeit auf. Dickere Bodenplatten können sich selbst bei vollem Verbund in der Lagerfuge in Längsrichtung annähernd frei ausdehnen. Der zentrische Zwang und somit die Gefahr von Trennrissen hat bei massigen Bodenplatten und üblichen Baugrundverhältnissen nur eine untergeordnete Rolle. Bei dünnen, großflächigen Bodenplatten oder Baugrundverhältnissen mit großer horizontaler Steifigkeit (kompakter Fels) ist dem zentrischen Zwang mehr Aufmerksamkeit zu widmen. In diesem Beispiel werden übliche Baugrundverhältnisse und eine dicke Bodenplatte angenommen. Hier setzt sich die maßgebende Beanspruchung aus Biegezwang und Eigenspannungen zusammen.

Wie schon in Abs. 3.2.2 beschrieben, stellt sich während des Erhärtungsprozesses eine Temperaturgradiente ein. Die Bodenplattenunterseite wird wärmer als die Bodenplattenoberseite und versucht sich stärker auszudehnen. Die Temperaturgradienten hat das Bestreben die Bodenplatte aus der Lagerfuge zu heben. Diese Verformungseinwirkung wird jedoch durch die Aktivierung des Eigengewichts behindert, wodurch Biegezugspannungen an der Oberseite der Bodenplatte erzeugt werden. Diese Biegezugspannungen treffen noch auf kleine Zugfestigkeiten und können zu Biegerissen ausgehend von der Oberseite führen.

Während der Nutzung können klimatische Verhältnisse zu einer umgekehrten Temperaturgradienten führen. Die Bodenplattenoberseite wird wärmer als die Bodenplattenunterseite. Auch in diesem Fall wird versucht die Bodenplatte aus der Lagerfuge zu heben, was wiederum zu einer Aktivierung des Eigengewichts führt. Beide Fälle sind in Abb. 3.5 veranschaulicht und können als „Aufschüsseln“ und „Verwölben“ bezeichnet werden.

Die Rissgefahr steigt mit zunehmender Temperaturgradienten, deshalb ist die Dicke der Bodenplatte und die Wärmespeicherwirkung des Baugrunds von entscheidender Bedeutung. Eine Rissbildung kann ausgeschlossen werden, solange das mit zunehmendem Randabstand aufbauende Moment M_{\max} kleiner als das Rissmoment M_{cr} ist. Die Beurteilung der Rissgefahr erfolgt anhand des Spannungskriteriums der TU Graz, vgl. Abs. 2.3.

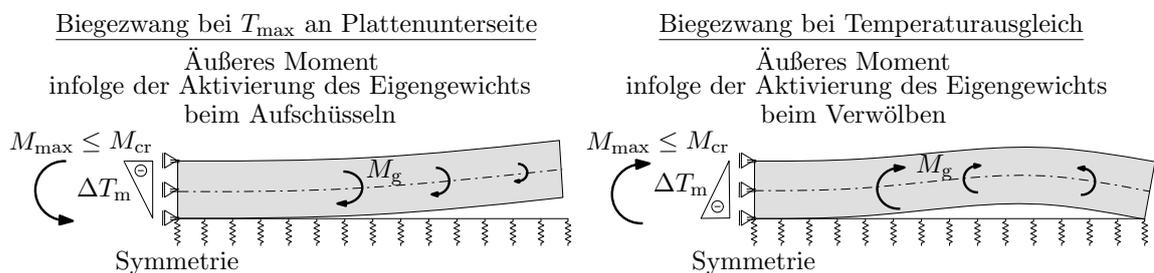


Abb. 3.5.: Aktivierung des Eigengewichts bei Bodenplatten, **links:** Aufschüsseln; **rechts:** Verwölben

Wie in Abb. 3.3 ersichtlich ist, wird das Spannungskriterium in der Anfangsphase (Zug an der Oberseite) i. d. R. nicht erfüllt. Die oberflächennahen Zugspannungen können zu Oberflächenrissen führen, einer sogenannten Mikrorissbildung. Die Oberflächenrisse besitzen nur eine sehr geringe Rissbreite sowie Risstiefe und haben keinen Einfluss auf die Dichtheit von WU-Konstruktionen. Die im Bauteil vorhandenen Eigenspannungen werden durch die Mikrorissbildung abgebaut. Die um die Eigenspannungen bereinigten Spannungsverläufe sind in Abb. 3.6 dargestellt. Auf Grundlage dieser Spannungsverläufe kann das Bauteil hinsichtlich Makrorissbildung beurteilt werden. Die dargestellten Spannungsverläufe und die Spannungsverteilung zum Zeitpunkt $t = 96,0$ h zeigen, dass der konstante Spannungsanteil sehr gering ist. Eine Trennrissbildung könnte im betrachteten Fall daher kategorisch ausgeschlossen werden. Die Entstehung von Biegezugspannungen an der Oberseite sind ein Beleg für die Aktivierung des Eigengewichts. Die Beurteilung ob mit einer Biegerissbildung ausgehend von der Oberseite zu rechnen ist, kann anhand des im Kapitel 6 vorgestellten Nachweiskonzeptes erfolgen.

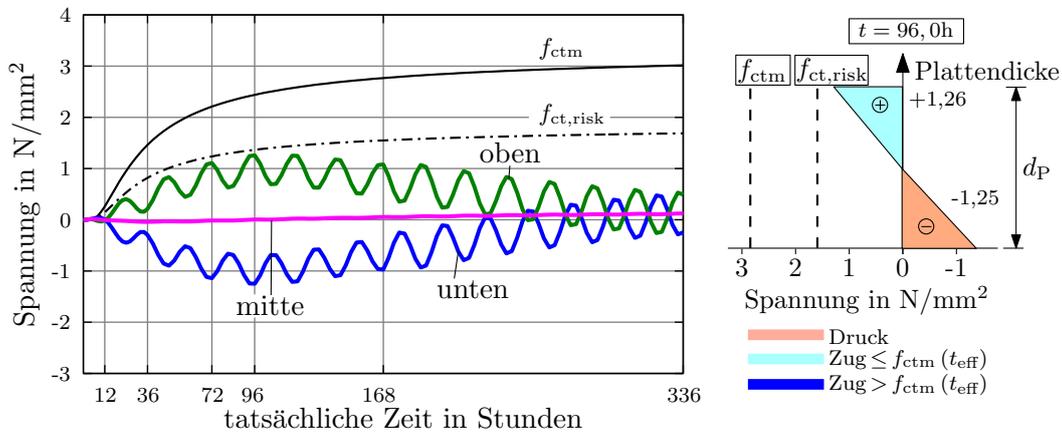


Abb. 3.6.: Biegespannungen (Spannungen um Eigenspannungen bereinigt - Bodenplatte)

3.3. Wand auf Fundament

3.3.1. Berechnungsmodell

Das Berechnungsmodell für den Bauteiltyp *Wand auf Fundament* ist in Abb. 3.7 veranschaulicht. In den Randbereichen der Wand und der Bodenplatte wurde eine größere Netzfeinheit vorgesehen, um den Temperaturabfluss in diesen Bereichen besser zu erfassen. Die Lagerungsbedingungen und die klimatischen Randbedingungen wurden vom Bauteiltyp *Bodenplatte* übernommen. Das verwendete Materialmodell ist in Kapitel 4 beschrieben und die Materialeigenschaften können Abs. 5.2 entnommen werden. Auch dieses Modell wurde unter Ausnutzung der Symmetrie erstellt.

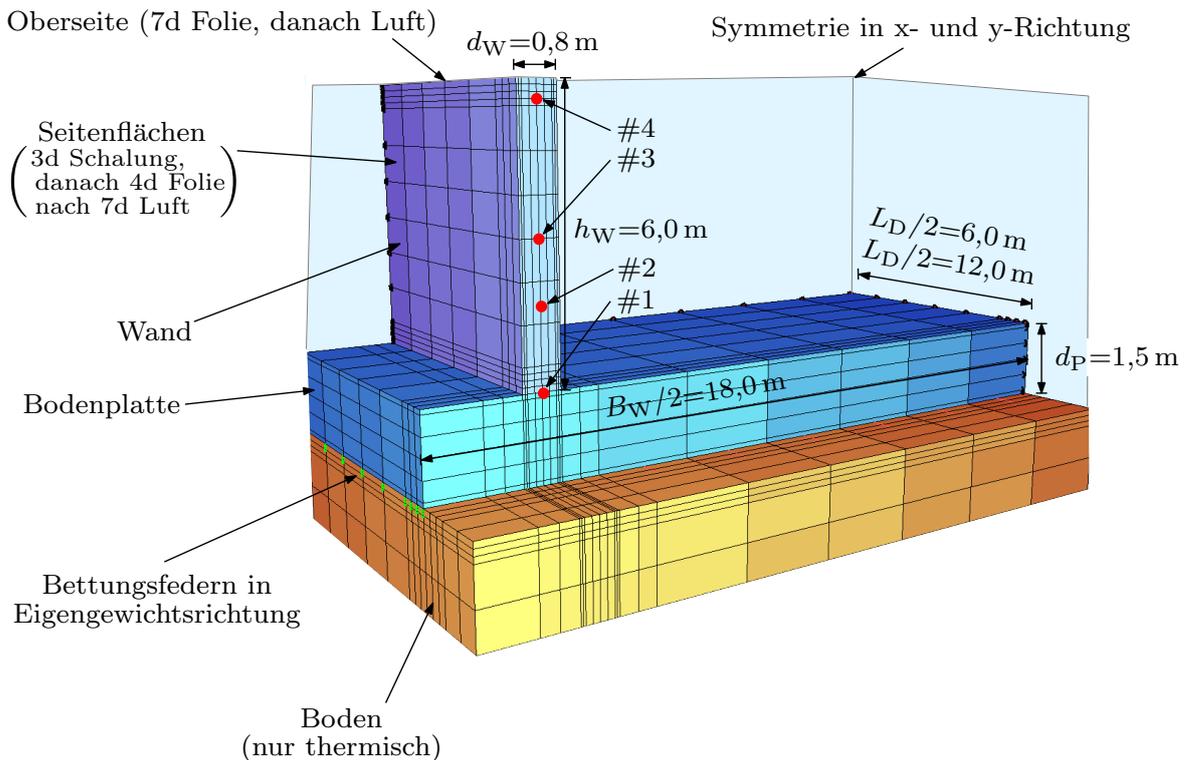


Abb. 3.7.: FE-Modell des Bauteiltyps - *Wand auf Fundament*

Zum Zeitpunkt der Betonage der Wand hat die Bodenplatte ihren Erhärtungsprozess vollständig abgeschlossen und ihre Ausgleichstemperatur erreicht. Die Wandhöhe h_W wurde mit 6,00 m und die Länge L_D wurde mit 12,00 m bzw. 24,00 m definiert, das entspricht einem L/H-Verhältnis von 2 bzw. 4. Das Ausschalen der Seitenflächen erfolgt nach drei und die Beendigung der Nachbehandlungsmaßnahme nach sieben Tagen. Die Auswertungsknoten sind in Abb. 3.7 ersichtlich, in diesen Punkten treten die größten Temperaturänderungen und die maßgebenden Zwangsspannungen auf. Eine Zusammenfassung der wichtigsten Berechnungsparameter kann Tab. 3.2 entnommen werden.

Tabelle 3.2.: Zusammenfassung der wichtigsten Berechnungsparameter - *Wand auf Fundament*

Parameter	Formelzeichen	Größe	Einheit
Dehnfugenabstand	L_D	12,00	[m]
	L_D	24,00	[m]
Wannenbreite	B_W	36,00	[m]
Bodenplattendicke	d_P	1,50	[m]
Wanddicke	d_W	0,80	[m]
Wandhöhe	h_W	6,00	[m]
Frischbetontemperatur	T_F	25	[°C]
Bodentemperatur zu Betonierbeginn	T_B	20	[°C]
Wärmeübergangskoeffizient-Luft	α_L	30,0	[W/m ² K]
Wärmeübergangskoeffizient-Folienabdeckung	α_F	20,0	[W/m ² K]
Wärmeübergangskoeffizient-Schalung	α_S	4,2	[W/m ² K]
Wärmespeicherkapazität-Beton	$S_{c,B}$	2.400	[kJ/m ³ K]
Wärmespeicherkapazität-Frischbeton	$S_{c,F}$	2.400	[kJ/m ³ K]
Wärmeleitfähigkeit-Boden	λ_B	1,66	[W/mK]
Wärmespeicherkapazität-Boden	$S_{c,Boden}$	1.600	[kJ/m ³ K]
Vertikale Bodensteifigkeit	E_v	1.000.000	[MN/m ²]

3.3.2. Thermische und mechanische Zusammenhänge

Auch im Falle einer Wand löst die Hydratation eine Wärmeentwicklung im Bauteil aus, in Abb. 3.8 ist das Abfließen der Hydratationswärme eines Wand-Fundament Systems veranschaulicht. Der Wärmefluss erfolgt hauptsächlich in der Querschnittsebene über die Wandaußenseiten. Die größten Spannungen ergeben sich in Längsrichtung der Wand. Die Wand tritt in thermische und mechanische Wechselwirkung mit der Bodenplatte.

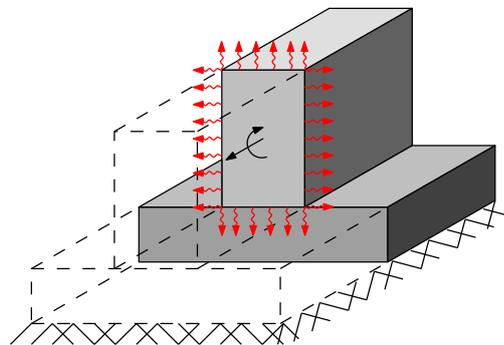


Abb. 3.8.: Wärmefluss - *Wand auf Fundament*

Zur Beschreibung der thermischen und mechanischen Zusammenhänge werden die in Abb. 3.7 gekennzeichneten Knoten 1 - 4 näher betrachtet. Grundsätzlich ähnelt deren Temperaturentwicklung der beim Bauteiltyp *Bodenplatte* betrachteten Knoten. Die Temperatur- und Spannungsentwicklung der vier Knoten ist für beide L/H-Verhältnisse 2 bzw. 4 in Abb. 3.9 veranschaulicht.

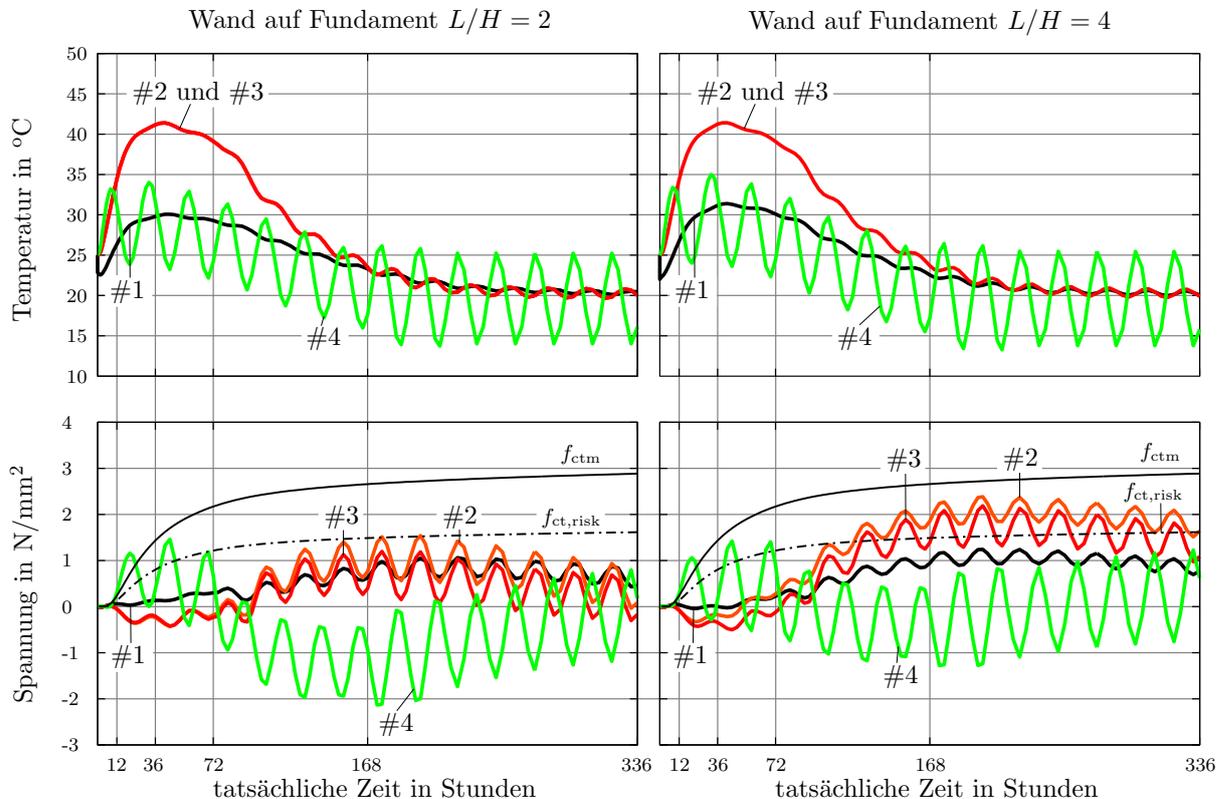


Abb. 3.9.: Temperatur- und Spannungsentwicklung - *Wand auf Fundament*

Wandunterseite (Knoten #1)

Der Temperaturabfluss an diesem Knoten wird von der Wärmespeicherkapazität des angrenzenden Fundamentkörpers beeinflusst. Im Vergleich zu den Knoten #2 und #3 fällt hier die Temperaturzunahme kleiner aus. Die Ausgleichstemperatur stellt sich in diesem konkreten Fall nach Beendigung der Nachbehandlungsmaßnahmen nach ca. sieben Tagen ein. Im Knoten werden verhältnismäßig kleine Spannungen aufgebaut.

Wanddrittel und Wandmitte (Knoten #2 und #3)

Beide Knoten weisen eine identische Temperaturentwicklung auf und in ihnen wird das Temperaturmaximum erreicht, da beide Knoten aus thermischer Sicht nur vom Temperaturfluss über die Wanddicke beeinflusst werden. Anfangs werden in beiden Knoten Druckspannungen aufgebaut, welche während des Abkühlungsprozesses wieder abgebaut werden. Zum Zeitpunkt des Erreichens der Nullspannung ist noch ein großes Abkühlungspotential vorhanden, welches in weiterer Folge zum Aufbau von Zugspannungen führt. Die größten Zugspannungen treten im Knoten #2 auf, welcher auf ein Drittel der Wandhöhe liegt.

Wandoberseite (Knoten #4)

In diesem Knoten findet nur eine geringe Erwärmung statt, da hier ein starker Temperaturabfluss gewährleistet ist. Der Temperaturverlauf ist stark vom Tagesgang der Umgebungstemperatur und etwaigen Nachbehandlungsmaßnahmen beeinflusst. Während des gesamten Erhärtungsprozesses ist der Spannungsverlauf durch Wechsel zwischen Druck- und Zugspannungen charakterisiert und ähnelt dem Tagesgang der Umgebungstemperatur.

Hinsichtlich der Temperaturentwicklung in den vier Knoten hat das L/H-Verhältnis kaum einen Einfluss. Unter Betrachtung der Spannungsentwicklung der Knoten können sehr wohl Unterschiede festgestellt werden. Bei einem L/H-Verhältnis von 2 tangiert die Spannung im Knoten #2 das Spannungskriterium. Im Vergleich dazu wird bei $L/H = 4$ das Spannungskriterium in den Knoten #2 und #3 deutlich überschritten. In beiden Fällen kann die Rissbildung kategorisch nicht ausgeschlossen werden. Auffällig ist auch, dass die sich aufbauenden Druckspannungen im Bereich der Wandkrone mit zunehmendem L/H-Verhältnis verringern. Die Ursachen für die sich einstellende Spannungsverteilung im Querschnitt sowie die weitere Vorgehensweise zur Beurteilung der Rissbildung kann Abs. 3.3.3 entnommen werden.

In Abb. 3.10 ist die Temperaturverteilung im Querschnitt zum Zeitpunkt des Temperaturmaximums $t = 42,0$ h für $L/H = 2$ dargestellt. Der konstante Temperaturanteil ist sehr ausgeprägt, da eine gleichmäßige Temperaturverteilung über einem Großteil der Wandhöhe vorliegt. Die Anteile der linearen und nicht linearen Temperaturverteilung sind gering, dies führt zu einer annähernd konstanten Verformungseinwirkung. Im Vergleich zu Bodenplatten wird bei Wänden die Verformungseinwirkung infolge des konstanten Temperaturanteils, aber viel stärker behindert. Global betrachtet haben die Einwirkungen aus der Temperatur und dem Schwinden das Bestreben das Bauteil gleichmäßig in Längsrichtung zu verkürzen. Dieses Verkürzungsbestreben wird exzentrisch am Wandfuß durch den Verbund zwischen Wand und Fundament behindert. Dadurch entsteht neben einem konstanten Spannungsanteil und auch eine Biegespannung.

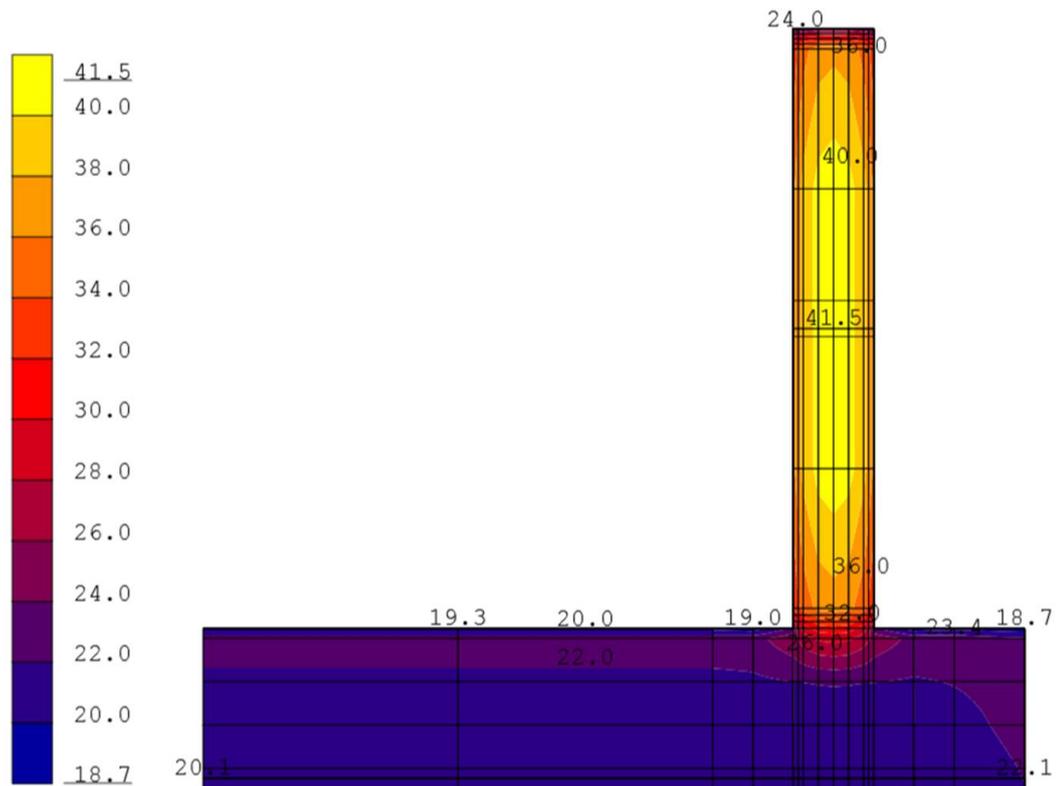


Abb. 3.10.: Temperaturverteilung zum Zeitpunkt $t = 42,0$ h für $L/H = 2$ - Wand auf Fundament

3.3.3. Maßgebende Beanspruchung

Die Entstehung von erhärtungsbedingter Beanspruchung von Wänden auf bereits erhärteten Fundamenten hat mehrere Ursachen und wurde in Schlicke (2014) eingehend erläutert. Aufgrund ihrer Bedeutung für die weiteren Betrachtungen wird an dieser Stelle nochmals detailliert auf die Ursachen eingegangen. Die in Abs. 3.3.2 erwähnte gleichmäßige Verformungseinwirkung ε_0 wirkt nur auf den Wandquerschnitt. Zur Erfüllung der Verformungskompatibilität müssen beide Teilquerschnitte (Wand, Fundament) die selbe Verkrümmung aufweisen. Die Forderung des Ebenbleiben des Querschnitts lässt Reaktionskräfte in beiden Teilquerschnitten entstehen. Die Reaktionskräfte in der Wand setzen sich aus einer Zugnormalkraft N_W sowie einem Zwangsmoment M_W zusammen. Im Fundament entsteht zur Wahrung des Gleichgewichts eine Drucknormalkraft N_F und ein Zwangsmoment M_F . Die erwähnten Kräfte und Momente sind in Abb. 3.11 dargestellt. Am Wandfuß werden die Zugspannungen durch das Zwangsmoment M_W erhöht, während am Wandkopf die Zugspannungen abgebaut werden bzw. sogar Druckspannungen entstehen können.

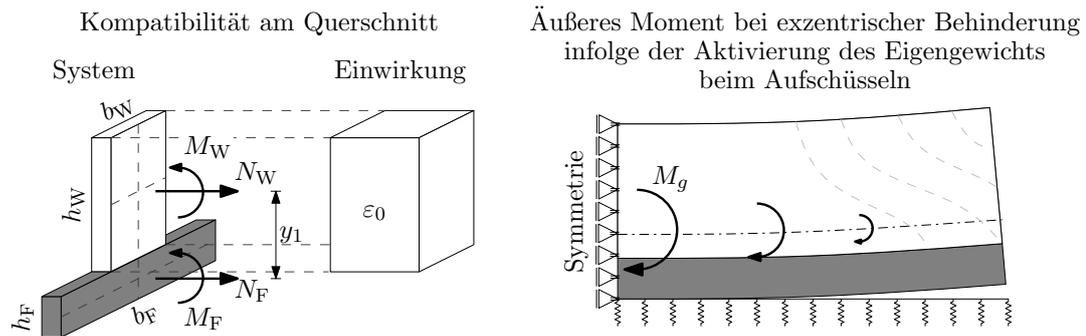


Abb. 3.11.: Zwangsschnittgrößen bei Wand-Fundament Systemen gemäß Schlicke (2014)

Diese Wechselwirkung zwischen Wand und Fundament induziert eine weitere Ursache für erhärtungsbedingte Beanspruchung, hierbei muss das Verhalten des Längssystems betrachtet werden. Eine äquivalente Verkrümmung der Teilquerschnitte ist wie eine Verdrehung des Gesamtquerschnitts aufzufassen. Diese Verdrehung versucht die Wand aus der Lagerfuge zu heben, wie in Abb. 3.11 ersichtlich ist.

Die Verformungseinwirkung wird teilweise behindert, einerseits durch die Biegesteifigkeit des darunterliegenden Fundaments und andererseits mit zunehmendem Abstand zum freien Rand durch Aktivierung des Eigengewichts. Die Aktivierung des Eigengewichts kann wie eine äußere Momentenbeanspruchung M_g aufgefasst werden und ist in Abb. 3.11 sowie Abb. 3.12 dargestellt. Eine Zunahme des Moments erfolgt solange, bis das Bauteil wieder gleichmäßig in der Lagerfuge aufliegt.

Nur durch eine gemeinsame Betrachtung aller Ursachen kann die maßgebende erhärtungsbedingte Beanspruchung quantifiziert werden. Der Einfluss dieser auf die letztlich einstellende Spannungsverteilung ist auch stark von den Geometrieabmessungen (L/H-Verhältnisse) abhängig. Beispielsweise stellt sich in der Mitte von langen Wänden, bei denen ein großes Eigengewicht aktiviert wird, eine annähernd konstante Spannungsverteilung ein. Die Spannungsgrößen sind dann nur mehr vom Dehnsteifigkeitsverhältnis zwischen Wand und Fundament abhängig. Im Gegensatz dazu, stellt sich bei kurzen Wänden bei denen das Eigengewicht nur teilweise aktiviert wird eine lineare Spannungsverteilung ein, welche Druckspannungen im Bereich der Wandkrone aufweist. Die unterschiedlichen Spannungsverteilungen sind in Abb. 3.12 veranschaulicht.

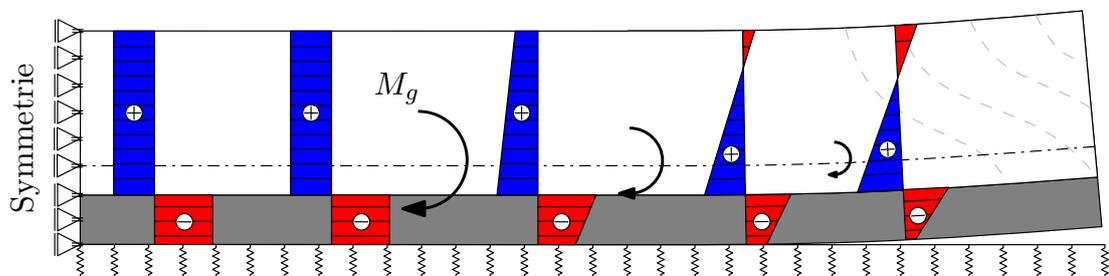


Abb. 3.12.: Spannungsverteilung in Wand-Fundament Systemen gemäß Schlicke (2014)

In Abs. 3.3.2 wurde bereits festgestellt, dass in beiden Fällen ($L/H = 2$ und $L/H = 4$) ein kategorischer Ausschluss jeglicher Rissbildung nicht möglich ist. Die einsetzende Mikrorissbildung bewirkt einen Abbau der Druck-Eigenstressungen am Rand und Zug-Eigenstressungen im Kern. Die maßgebende Zugspannung ist dann immer am Wandfuß lokalisiert.

In der weiteren Vorgehensweise müssen daher die um die Eigenstressungen bereinigten Spannungen betrachtet werden, welche in Abb. 3.13 veranschaulicht sind. Bei einem L/H -Verhältnis von 2 wird das Eigengewicht nur begrenzt aktiviert. Eine lineare Spannungsverteilung mit Druckspannungen im Bereich der Wandkrone sind die Folge. Auch bei $L/H = 4$ stellt sich eine lineare Spannungsverteilung ein, jedoch treten durch die größere Aktivierung des Eigengewichts nur noch sehr kleine lokale Druckspannungen im Bereich der Wandkrone auf. Das Zugspannungsmaximum und die größte Rissgefahr tritt, sowohl bei $L/H = 2$ als auch bei $L/H = 4$, zum Zeitpunkt $t = 192,0$ h ein. Die Beurteilung ob mit einer Trennrissbildung zu rechnen ist, kann anhand des im Kapitel 6 vorgestellten Nachweiskonzeptes erfolgen. Generell ist gemäß Rostásy und Henning (1990) mit einer bemessungsrelevanten Rissbildung erst ab einem Verhältnis von $L/H > 2$ zu rechnen.

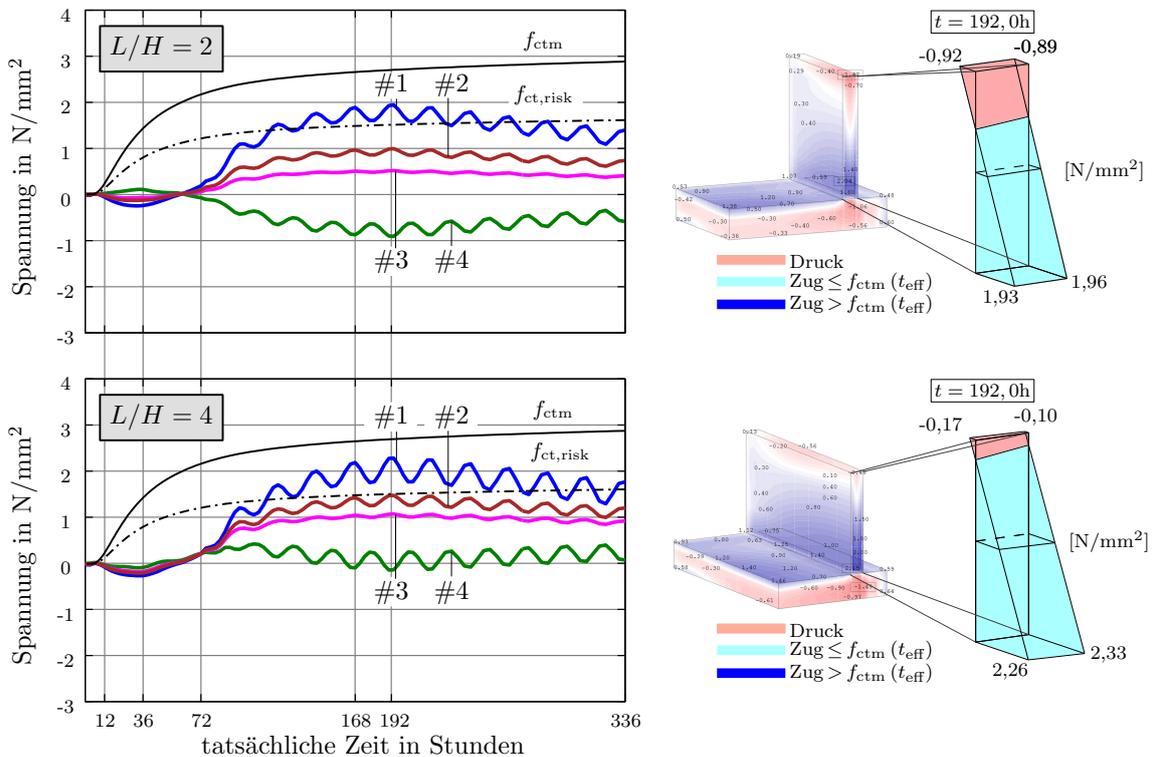


Abb. 3.13.: Biegespannungen (Spannungen um Eigenstressungen bereinigt - *Wand auf Fundament*)

Nach Anwendung des Nachweiskonzeptes aus Kapitel 6 kann für beide Bauteiltypen eine Makrorissbildung ausgeschlossen werden. Falls unter anderen Randbedingungen eine bemessungsrelevante Rissbildung auftritt, so kann eine Bemessung unter Beachtung der Verformungskompatibilität erfolgen. Näheres dazu kann Abs. 2.3 entnommen werden.

In Abb. 3.14 soll der Einfluss des Gesamtschwerpunktes S_i auf die Spannungsverteilung in der Wand aufgezeigt werden. Liegt dieser oberhalb des Wandfußes, so wird die Spannung am Wandfuß $\sigma_{W,u}$ durch das aus der Aktivierung des Eigengewichts stammende Moment M_g verkleinert. Falls der Gesamtschwerpunkt unterhalb des Wandfußes liegt, dann erhöht M_g die Spannung am Wandfuß. Die Annahme einer unendlichen langen Wand liefert nur dann die größte Spannung am Wandfuß, wenn der Gesamtschwerpunkt unterhalb des Wandfußes liegt. Weiters kann abgelesen werden, dass das aus der Aktivierung des Eigengewichts stammende Moment M_g entgegen der Biegespannungen aus Wechselwirkung der Teilquerschnitte $\sigma(N_W + M_W)$ wirkt. Dies hat wiederum zur Folge, dass sich die Spannungsverteilung über die Wandhöhe mit zunehmenden L/H-Verhältnis stark vergleichmäßigt.

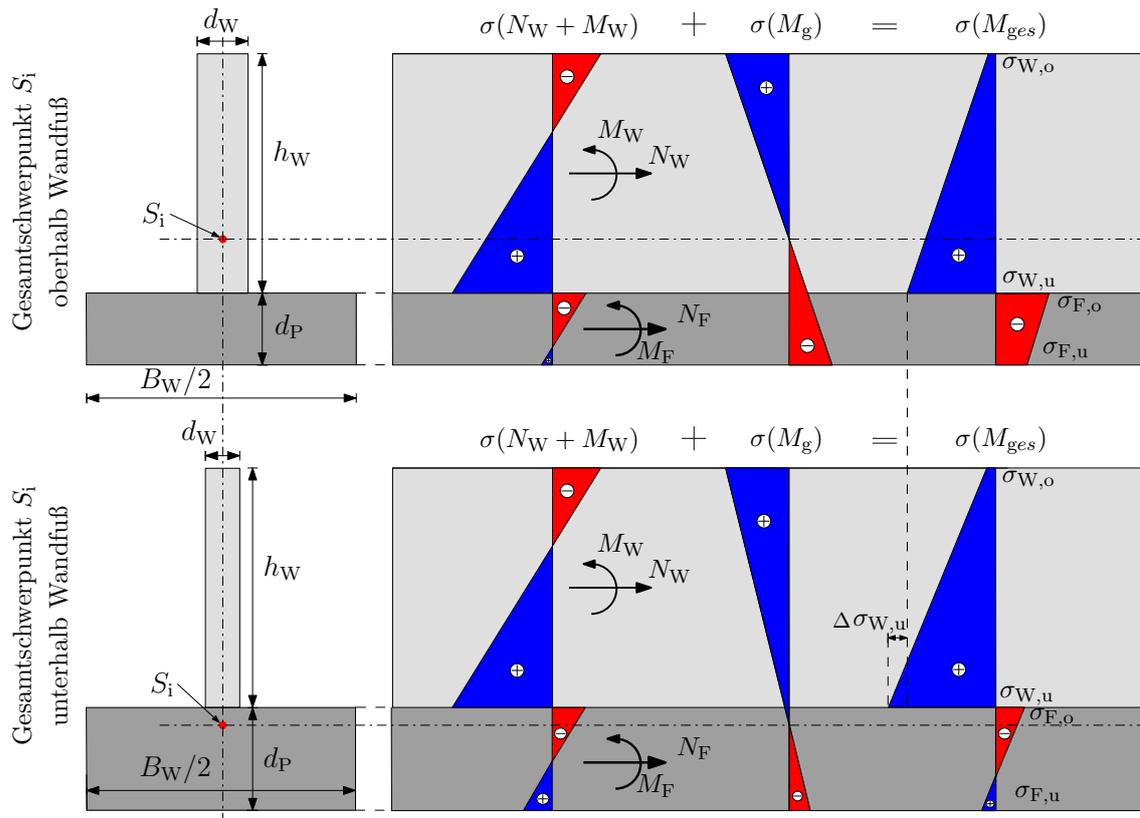


Abb. 3.14.: Einfluss der Lage des Gesamtschwerpunktes auf die Spannungsverteilung

Abschließend soll an dieser Stelle darauf hingewiesen werden, dass im obigen Fall (Abb. 3.13) das L/H-Verhältnis über eine Variation des Dehnfugenabstandes eingestellt wird. Deswegen befindet sich der Gesamtschwerpunkt für beide L/H-Verhältnisse an der gleichen Stelle und der Behinderungsgrad der Wand ändert sich damit nicht.

Bei einem L/H-Verhältnis von 2 ist das aus der Aktivierung des Eigengewichts stammende Moment M_g kleiner, als bei $L/H = 4$. Die Ergebnisse in Abb. 3.13 spiegeln dies wider, da der Gesamtschwerpunkt S_i in beiden Fällen unterhalb des Wandfußes liegt und die Spannung am Wandfuß (Knoten #1) mit zunehmenden L/H-Verhältnis zunimmt.

4. Materialmodell für erhärtenden Beton

Bei der Bestimmung erhärtungsbedingter Beanspruchung im Bauteil hat die Entwicklung der zeitabhängigen Materialeigenschaften von Beton eine große Bedeutung. Eine zeitdiskrete Betrachtung ist notwendig, da sich die Materialeigenschaften während des Erhärtungsprozesses stark verändern. In vielen Arbeiten diente der Hydratationsgrad, welcher auf der Temperaturfreisetzung basiert, als Zustandsvariable für die zeitdiskrete Abbildung der Materialeigenschaften des erhärtenden Betons, vgl. u.a. Laube (1990), Gutsch (1998), Rostásy und Krauß (2001) oder Eierle und Schikora (2000). In dieser Arbeit erfolgt die zeitdiskrete Beschreibung der zeitabhängigen Materialeigenschaften auf Grundlage des effektiven Betonalters. Auf Basis dieses Ansatzes kann die Erhärtung von Betonen, welche aufbereitete hydraulisch wirksame Zusatzstoffe - AHWZ - enthalten, zutreffender beschrieben werden.

In den folgenden Abschnitten werden die Wärmeentwicklung des Betons, das effektive Betonalter, die thermischen Materialeigenschaften (Wärmespeicherfähigkeit, Wärmeleitfähigkeit), sowie die mechanischen Eigenschaften (Festigkeiten, Schwindverhalten, Viskoelastizität) näher erläutert.

4.1. Wärmeentwicklung und effektives Betonalter

Die Wärmeentwicklung in erhärtendem Beton ist von mehreren Faktoren wie z. B. der Hydratationswärme des Zements, den thermischen Materialeigenschaften, der Geometrie und Massigkeit des Bauteils sowie den klimatischen Randbedingungen abhängig. Beeinflusst werden kann die Wärmeentwicklung z. B. über Betone mit geringer Hydratationswärme, eine Kontrolle der Frischbetontemperatur und durch thermisch wirksame Nachbehandlungsmaßnahmen.

4.1.1. Effektives Betonalter

Das effektive Betonalter beschreibt den Einfluss der Betontemperatur auf die Erhärtungsgeschwindigkeit des Betons und ermöglicht damit einen allgemeingültigen Zusammenhang zwischen der Temperaturgeschichte im erhärtenden Beton und der Festigkeitsentwicklung herzustellen. Das effektive Betonalter ist ein fiktives Alter und kann mit Hilfe der Reifefunktion von Freiesleben et al. (1977) gemäß Glg. (4.1) anhand der tatsächlichen Zeit und der Temperaturgeschichte im Materialpunkt bestimmt werden, vgl. [Schlicke (2014), S. 11 fff].

$$t_{\text{eff}} = \int \exp \left\{ \frac{E_A}{R} \cdot \left[\frac{1}{293} - \frac{1}{273 + T(t)} \right] \right\} dt \quad (4.1)$$

t_{eff}	effektives Betonalter
t	tatsächliche Zeit
E_A	Aktivierungsenergie, Beton BS1opt: $E_A = 33.500 \text{ J/mol}$
R	universelle Gaskonstante, $R = 8,3143 \text{ J/(mol K)}$
T	Betontemperatur

Die Aktivierungsenergie ist grundsätzlich abhängig von der Zementart, kann aber vereinfacht mit 33.500 J/mol angenommen werden. Weiterführende Informationen können Röhling (2009) entnommen werden.

4.1.2. Wärmeentwicklung infolge Hydratation

Unter Hydratation wird die chemische Reaktion der Zementminerale mit dem Anmachwasser verstanden. Dieser chemische Prozess ist vor allem bei massigen Bauteilen mit einer starken Wärmeentwicklung verbunden, vgl. [Laube (1990), S. 5]. Die Wärmeentwicklung kann anhand verschiedener Methoden gemessen werden, welche in Röhling (2009) und ZTVW-LB215 (2004) näher beschrieben sind.

Die in den Messungen verwendeten Zeiten müssen gemäß Glg. (4.1) auf das effektive Betonalter umgerechnet werden. In dieser Arbeit wird für die Modellierung des zeitlichen Verlaufs der Wärmefreisetzung im Hydratationsprozess der Ansatz nach Jonasson (1984) entsprechend Glg. (4.2) verwendet. Hierfür gilt:

$$\Delta T(t_{\text{eff}}) = \Delta T_{\infty} \cdot \exp \left\{ A \cdot \left(\ln \left[1 + \frac{t_{\text{eff}}}{t_k} \right] \right)^{c_1} \right\} \quad (4.2)$$

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

ΔT_{∞} maximale Temperaturerhöhung des Betons

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

Die Wärmeentwicklung kann auch über die Wärmemenge beschrieben werden. Die im Beton maximal freiwerdende Wärme Q_{max} ist definiert als:

$$Q_{\text{max}} = \int_0^{\infty} S_c(t) \cdot \Delta T(t) dt \quad (4.3)$$

$\Delta T(t)$ Temperaturerhöhung im Zeitverlauf

$S_c(t)$ Wärmespeicherkapazität des Betons im Zeitverlauf

4.1.3. Wärmespeicherkapazität und Wärmeleitfähigkeit

Die sich im Bauteil einstellende Betontemperatur ist von der Wärmespeicherkapazität und Wärmeleitfähigkeit abhängig. Bei der Anwendung von zeitschrittbasierenden Ansätzen kann i. d. R. die Wärmespeicherkapazität als konstant angenommen werden, vgl. [Schlicke (2014), S. 14 f.]. Die Regressionsparameter für die Temperaturentwicklung gemäß Glg. (4.2) berücksichtigen indirekt bereits eine veränderliche Wärmespeicherkapazität. Für die Wärmequellfunktion kann daher folgendes geschrieben werden:

Wärmequellfunktion:

$$Q(t_{\text{eff}}) = Q_{\text{max}} \cdot \exp \left\{ A \cdot \left(\ln \left[1 + \frac{t_{\text{eff}}}{t_k} \right] \right)^{c_1} \right\} \quad (4.4)$$

Je massiger ein Bauteil umso größer wird der Einfluss der Wärmeleitfähigkeit λ . Gemäß Eierle und Schikora (2000) kann die Entwicklung der Wärmeleitfähigkeit zeitlich affin zur Wärmefreisetzung des Betons beschrieben werden. Die Entwicklung der Wärmeleitfähigkeit λ wird rechnerisch gemäß Schlicke (2014) berücksichtigt:

$$\lambda(t_{\text{eff}}) = \lambda_0 - (\lambda_0 - \lambda_R) \cdot \frac{Q(t_{\text{eff}})}{Q_{\text{max}}} \quad (4.5)$$

- $\lambda(t_{\text{eff}})$ Wärmeleitfähigkeit zu einem bestimmten Zeitpunkt
- λ_0 Wärmeleitfähigkeit bei Beginn der Hydratation ($\lambda_0=3,0$ W/mK)
- λ_R theoretischer Endwert der Wärmeleitfähigkeit ($\lambda_R=2,1$ W/mK)

4.2. Mechanische Materialeigenschaften

4.2.1. Festigkeitsentwicklung nach Wesche

Zur Beschreibung der Festigkeitsentwicklung von erhärtendem Beton können verschiedene Modelle verwendet werden. In dieser Arbeit wird die Festigkeitsentwicklung gemäß der Empfehlung in MFZ (2004) über das Modell von Wesche (1993) definiert. Dieses Modell bezieht sich wie der gewählte Ansatz für die Wärmequellfunktion Abs. 4.1.2 auf das effektive Betonalter. Eine geschlossene Beschreibung der Druck- und Zugfestigkeitsentwicklung sowie der Entwicklung des Elastizitätsmoduls ist in diesem Modell auf Grundlage eines Zeitbeiwerts f_β möglich. Der Zeitbeiwert ist definiert als:

$$f_\beta(t_{\text{eff}}) = \exp \left\{ -a \cdot w/b \cdot \left[t_{\text{eff}}^{-b} - 28^{-b} \right] \right\} \quad (4.6)$$

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

Grundsätzlich sind die Beiwerte a, b anhand der Zementfestigkeitsklasse zu wählen, vgl. Wesche (1993). Liegen Messwerte vor, können die Beiwerte a, b auch dazu verwendet werden, um die Gleichung zur Druckfestigkeitsentwicklung an die gemessene Würfeldruckfestigkeit anzupassen. Die Gleichung zur Druckfestigkeitsentwicklung lautet:

$$f_c(t_{\text{eff}}) = f_{c,28} \cdot f_\beta(t_{\text{eff}}) \quad (4.7)$$

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

Auch die Entwicklungen von Elastizitätsmodul und Zugfestigkeit können mit Hilfe des Zeitbeiwerts f_β berechnet werden. Hierfür gilt:

$$E_{\text{cm}}(t_{\text{eff}}) = E_{\text{cm}} \cdot [f_\beta(t_{\text{eff}})]^{1/3} \quad \text{und} \quad f_{\text{ctm}}(t_{\text{eff}}) = f_{\text{ctm}} \cdot [f_\beta(t_{\text{eff}})]^{2/3} \quad (4.8)$$

E_{cm} mittlerer Elastizitätsmodul nach 28 Tagen

f_{ctm} mittlere Zugfestigkeit nach 28 Tagen

Eine grafische Darstellung der Entwicklungsfunktionen mit den Messergebnissen des optimierten Weiße Wannen Betons BS1opt, ist in Abs. 5.2.1 ersichtlich. Eine Gegenüberstellung dieser Ansätze mit den in EN-1992-1-1 (2011) vorgeschlagenen Entwicklungen gemäß der Betonfestigkeitsklasse kann Schlicke (2014) entnommen werden.

Die Berechnung des 5 %-Fraktilwertes der Zugfestigkeit erfolgt gemäß EN-1992-1-1 (2011) aus der mittleren Zugfestigkeit:

$$f_{\text{ctk}, 0.05}(t_{\text{eff}}) = 0,7 \cdot f_{\text{ctm}}(t_{\text{eff}}) \quad (4.9)$$

Ein weiterer wichtiger Parameter ist die Zugbruchdehnung im Beton. In dieser Arbeit wird ein linear-elastischer Zusammenhang angenommen, wobei die Zugbruchdehnung je nach Erhärtungszustand zwischen 0,01 ‰ direkt nach dem Erstarren, bis 0,1 ‰ bei Erreichen der 28-Tage-Zugfestigkeit variiert. Weiterführende Informationen können fib (2012) entnommen werden.

4.2.2. Querdehnungsverhalten und Temperatureausdehnungskoeffizient

Eine entscheidende Rolle bei der Ermittlung der Betondehnungen infolge der Wärmeentwicklung haben der Temperatureausdehnungskoeffizient α_T sowie die Querdehnzahl μ . Beide Werte

unterliegen einer zeitlichen Veränderung während des Erhärtungsprozesses, jedoch finden diese Veränderungen großteils noch vor der Festigkeitsentwicklung statt. Es können daher auf der sicheren Seite liegend die für erhärteten Beton gültigen Werten $\alpha_T = 10^{-5}$ und $\mu = 0,2$ angenommen werden, vgl. [Eierle und Schikora (2000), S. 33].

4.2.3. Einfluss des Schwindens von Beton auf die Höhe der Zwangbeanspruchungen

Der Baustoff Beton ist im Zeitverlauf einer Volumsreduktion infolge Schwinden unterworfen. Das Schwinden setzt sich aus dem vorwiegend im Erhärtungszeitraum stattfindenden autogenem Schwinden ε_{ca} und dem im Anschluss auftretenden Trocknungsschwinden ε_{cd} zusammen.

Trocknungsschwinden

Als Trocknungsschwinden wird die Verformung durch das Ausdiffundieren von chemisch nicht gebundenem Wasser verstanden. Anhaltswerte für die Schwindmaße und deren zeitliche Entwicklung können EN-1992-1-1 (2011) entnommen werden. Eingangparameter zur Bestimmung der Schwindmaße sind die Betonfestigkeitsklasse, die relative Luftfeuchtigkeit der Umgebung und die Querschnittsdicke. Das Trocknungsschwinden hat bei der Bestimmung der erhärtungsbedingten Beanspruchung weder bei schlanken noch bei massigen Bauteilen eine große Bedeutung und wird daher vernachlässigt, vgl. [Schlicke (2014), S. 20 f].

Autogenes Schwinden

Autogenes Schwinden tritt bedingt zweier Ursachen auf. Einerseits aufgrund der Volumenreduktion des Hydratationsprodukts gegenüber dem Volumen der Ausgangsstoffe und andererseits wegen dem Unterdruck im Porensystem während der Hydratation. Diese Verformungseinwirkung ist gleichmäßig im Querschnitt verteilt. Für das Endschwindmaß wird der in EN-1992-1-1 (2011) definierte Ansatz herangezogen:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (4.10)$$

f_{ck} Zylinderdruckfestigkeit nach 28 Tagen

Der Fortschritt des autogenen Schwindens ist stark an den Erhärtungsprozess gebunden, deshalb wird für den zeitlichen Verlauf ein Ansatz auf Basis der Wärmefreisetzung verwendet:

$$\varepsilon_{ca}(t_{\text{eff}}) = 0,80 \cdot \varepsilon_{ca,\infty} \cdot \frac{Q(t_{\text{eff}})}{Q_{\text{max}}} \quad (4.11)$$

Der Faktor 0,80 beruht auf jüngsten Untersuchungen von Raphael et al. (2012), wo eine Skalierung der normativen Vorgabe empfohlen wird. Nach diesen Überlegungen führen die normativen

Ansätze im Zeitraum bis zwei Wochen nach der Betonage zu einer Überschätzung der tatsächlichen Schwindeinwirkung von bis zu 30 %. Hinsichtlich des Endschwindmaßes unterschätzt die Norm die Schwindeinwirkung jedoch um bis zu 20 %. Die Verformungseinwirkungen infolge autogenem Schwinden dürfen bei der Bestimmung von erhärtungsbedingter Beanspruchung nicht vernachlässigt werden, da diese je nach Massigkeit des Querschnitts hauptsächlich während des Erhärtungsprozesses auftreten, vgl. [Schlicke (2014), S. 23].

4.2.4. Viskoelastizität

Die viskoelastischen Eigenschaften des Betons rufen unter Beanspruchung eine zeitabhängige Änderung des Verformungszustandes hervor. Dies äußert sich im Bauteil als eine Kombination von Kriechen und Relaxation. Reines Kriechen oder alleinige Relaxation kann nur bei idealen Randbedingungen auftreten. Als Randbedingungen für das Auftreten von reinem Kriechen sind ein konstantes Spannungsniveau und eine vollständige Verformungsfreiheit erforderlich. Alleinige Relaxation bedarf ein System mit vollständiger Verformungsbehinderung, welches selbst bei Spannungsabbau keine Verformungsänderung zulässt.

In der Realität liegen meist Systeme mit teilweiser Verformungsbehinderung vor, wie in Abb. 4.1 schematisch veranschaulicht ist. Bei diesen Systemen wird die teilweise Verformungsbehinderung des Systems durch den Behinderungsgrad $a(t)$ beschrieben. Dieser ist auch von der zeitlichen Entwicklung des Elastizitätsmoduls abhängig. Im System wirken dann Kriechverformungen und Spannungsrelaxation gleichzeitig und beeinflussen sich gegenseitig. Durch Relaxation wird die Systemspannung reduziert und dadurch auch die damit einhergehenden Kriechverformungen. Nur durch Anwendung aufwendiger Superpositionen ist die Beschreibung der viskoelastischen Effekte eines Bauteils möglich.

In dieser Arbeit wird das viskoelastische Verhalten des Betons durch einen verformungsbasierten Ansatz nach Schlicke (2014) zeitdiskret abgebildet. Die viskoelastischen Zusatzverformungen werden für jeden Zeitschritt in Abhängigkeit von dem Erhärtungszustand des Betons und der bisher eingepprägten Spannungsgeschichte berechnet und anschließend superponiert. Dem Ansatz liegen die Kriechkurven gemäß EN-1992-1-1 (2011) zugrunde und es wird zwischen Druck- und Zugkriechen unterschieden. Ausführliche Informationen über getroffene Annahmen und den in dieser Arbeit verwendeten verformungsbasierten Ansatz kann Schlicke (2014) entnommen werden.

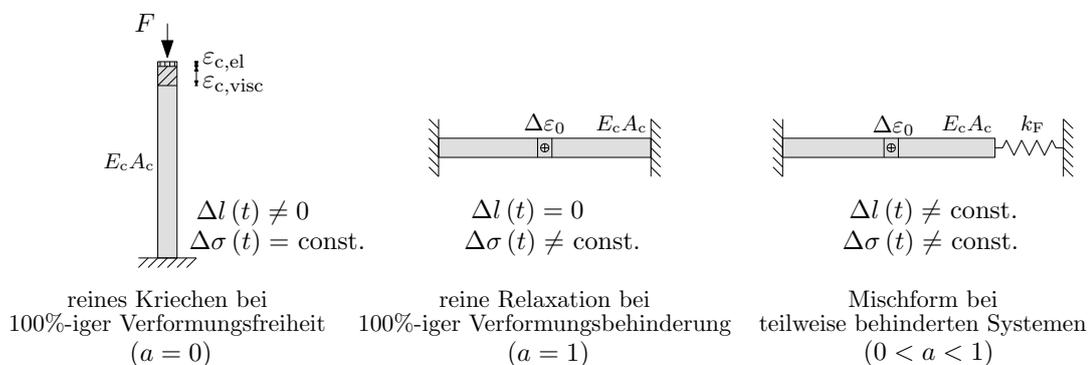


Abb. 4.1.: Schematische Darstellung von Systemen mit unterschiedlicher Verformungsbehinderung

5. Numerische Parameterstudie für den Weiße-Wannen-Beton BS1opt

5.1. Beschreibung der Studie

Im Zuge der Arbeit wird eine numerische Parameterstudie an der für Weiße Wannen maßgebenden Bauteilsituationen einer Bodenplatte und eines Wand-Fundament Systems durchgeführt. Dabei werden geometrische Einflussgrößen variiert und deren Auswirkung auf die resultierende Zwangbeanspruchung erläutert. Der Abstand der Dehnfugen wird mit 12,5 m festgesetzt. Im Falle einer Bodenplatte wird die Bodenplattendicke von 1,00 m bis 2,00 m stufenweise erhöht. Bei Wand-Fundament Systemen werden der Bodenplattendicke, der Wanddicke und der Wandhöhe verschiedene Größen zugewiesen. Der Einfluss des L/H-Verhältnisses wird über eine Variation der Wandhöhe gesteuert, um die tatsächlichen Verhältnisse von Weißen Wannen mit konstanten Dehnfugenabständen und veränderlicher Höhe zu erfassen. In der Parameterstudie werden L/H-Verhältnisse von 2 und 4 untersucht, so wie sie sich häufig in der Praxis wiederfinden. Abb. 5.1 zeigt dies schematisch für eine Unterführung einer Bahntrasse.

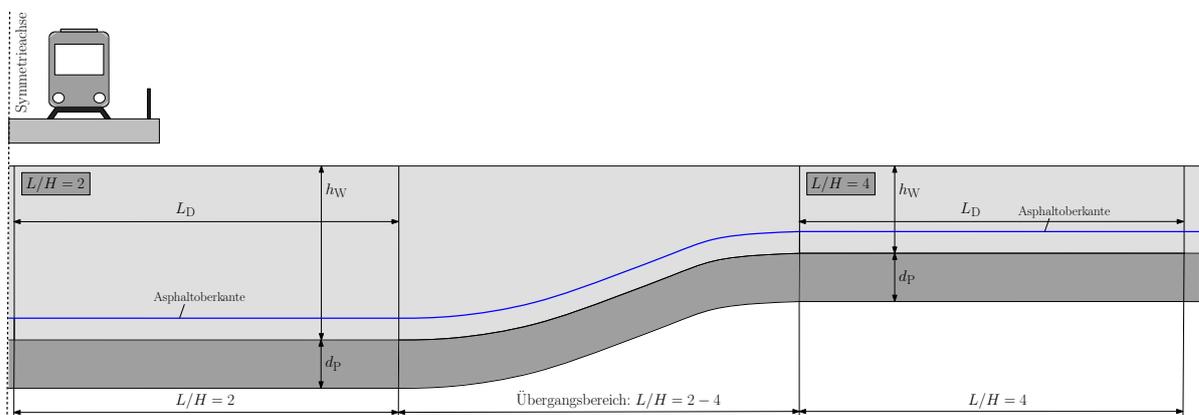


Abb. 5.1.: Übliche L/H-Verhältnisse bei einer Unterführung unter einer Bahntrasse

Insgesamt ergeben sich durch die Variation der geometrischen Einflussgrößen fünf Berechnungsmodelle für eine Bodenplatte und 18 für ein Wand-Fundament System. Eine Übersicht der geometrischen Einflussgrößen und deren Variation kann für die Bodenplatte Tab. 5.1 sowie für das Wand-Fundament System Tab. 5.2 entnommen werden. Die thermischen Einflussgrößen sind für beide Bauteilsituationen gleich und in Tab. 5.3 aufgelistet. Die Berechnungsmodelle sind äquivalent den Modellen aus Abs. 3.2.1 und Abs. 3.3.1. Die klimatischen Randbedingungen sind in Abs. 5.3 erläutert.

Die numerische Parameterstudie wird für den optimierten Weißen Wannen Beton BS1opt durchgeführt, dieser ist im nächsten Absatz näher beschrieben. Das verwendete Materialmodell wurde bereits in Kapitel 4 vorgestellt. Die Berechnungsmodelle sowie die Lage der Auswertungsknoten sind schematisch in Abb. 5.2 und Abb. 5.3 dargestellt. Diesen Abbildungen ist auch die Dauer der Folienabdeckung und der Zeitraum bis zum Ausschalen der Seitenflächen zu entnehmen.

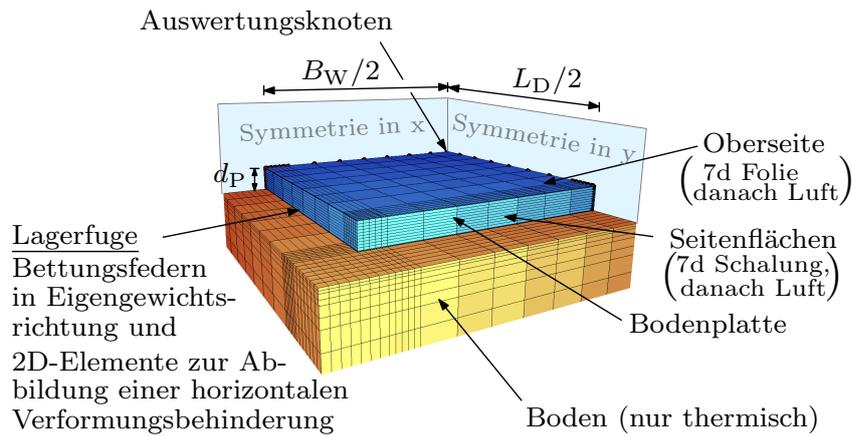


Abb. 5.2.: FE-Modell der Bodenplatte

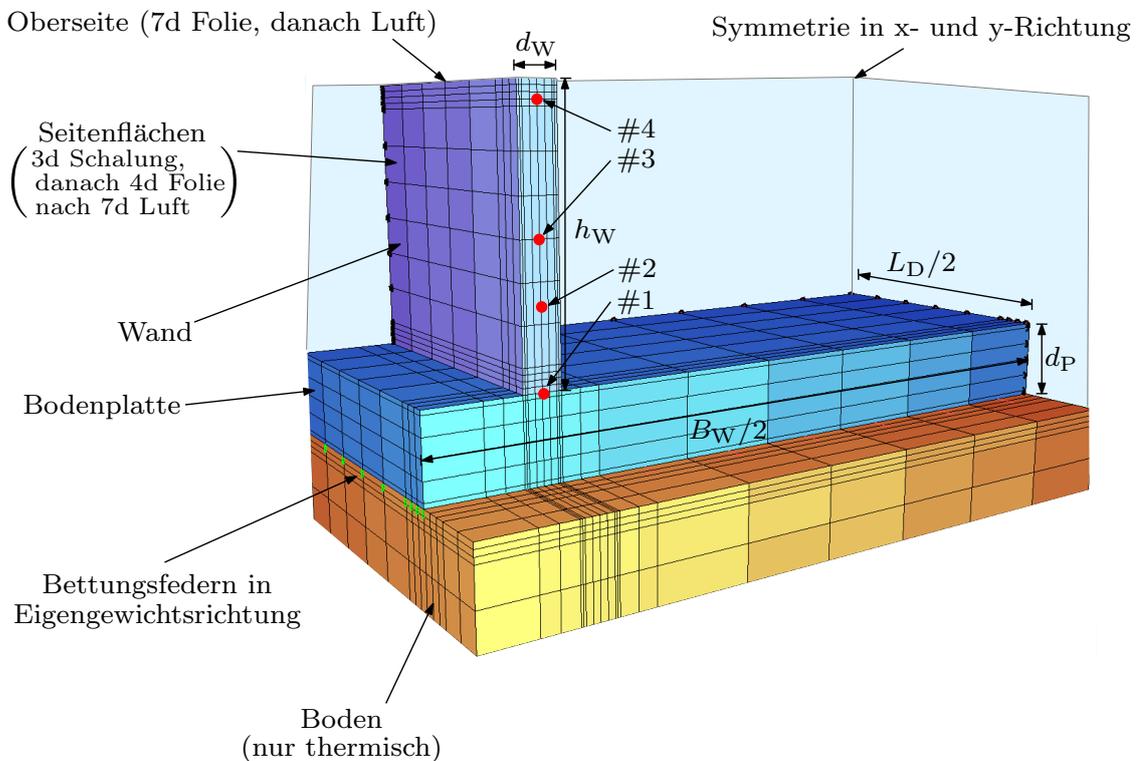


Abb. 5.3.: FE-Modell des Wand-Fundament Systems

Tabelle 5.1.: Geometrische Einflussgrößen Bodenplatte

Parameter	Formelzeichen	Größe	Einheit
Dehnfugenabstand	L_D	12,50	[m]
Wannenbreite	B_W	36,00	[m]
Bodenplattendicke	d_P	1,00	[m]
	d_P	1,25	[m]
	d_P	1,50	[m]
	d_P	1,75	[m]
	d_P	2,00	[m]

Tabelle 5.2.: Geometrische Einflussgrößen Wand-Fundament System

Parameter	Formelzeichen	Größe	Einheit
Dehnfugenabstand	L_D	12,50	[m]
Wannenbreite	B_W	36,00	[m]
Bodenplattendicke	d_P	1,00	[m]
	d_P	1,80	[m]
	d_P	2,00	[m]
Wanddicke	d_W	0,50	[m]
	d_W	0,80	[m]
	d_W	1,20	[m]
Wandhöhe	h_W für $L/H = 4$	3,125	[m]
	h_W für $L/H = 2$	6,25	[m]

Tabelle 5.3.: Thermische Einflussgrößen und Bodensteifigkeit

Parameter	Formelzeichen	Größe	Einheit
Frischbetontemperatur	T_F	25	[°C]
Bodentemperatur zu Betonierbeginn	T_B	20	[°C]
Wärmeübergangskoeffizient-Luft	α_L	30,0	[W/m ² K]
Wärmeübergangskoeffizient-Folienabdeckung	α_F	20,0	[W/m ² K]
Wärmeübergangskoeffizient-Schalung	α_S	4,2	[W/m ² K]
Wärmespeicherkapazität-Beton	$S_{c,B}$	2.400	[kJ/m ³ K]
Wärmespeicherkapazität-Frischbeton	$S_{c,F}$	2.400	[kJ/m ³ K]
Wärmeleitfähigkeit-Boden	λ_B	1,66	[W/mK]
Wärmespeicherkapazität-Boden	$S_{c,Boden}$	1.600	[kJ/m ³ K]
Vertikale Bodensteifigkeit	E_v	1.000.000	[MN/m ²]
Horizontale Bodensteifigkeit	E_h	100	[MN/m ²]

5.2. Optimierter Weiße Wannen Beton BS1opt

Die ÖBV-Richtlinie sieht für die Weiße-Wannen-Bauweise eigene Betone vor. Deren Zusammensetzung ist in der Richtlinie beschrieben und durch Betonstandards definiert. Ein Ziel dieser Betone ist es, die Wärmeentwicklung infolge Hydratation zu begrenzen und somit die erhärtungsbedingte Beanspruchung möglichst gering zu halten. Zur einfacheren Handhabung wurden Betonsorten definiert, welche Anforderungen an die Festigkeit, Expositionsklassen, einen Betonstandard und sonstige Eigenschaften abdecken. Im Zuge der Planung der Fürstenerfelder Schnellstraße S7 wurde eine neue Betonsorte BS1opt entwickelt. Dieser Beton setzt sich aus folgenden Ausgangsstoffen zusammen:

Tabelle 5.4.: Ausgangsstoffe - BS1opt

Ausgangsstoffe	Menge	Einheit
Zement CEM I 42,5 N C ₃ A-frei	215	[kg/m ³]
AHWZ Fluamix C	115	[kg/m ³]
Gesamtwassermenge	150	[l/m ³]
Gesteinskörnungen	0/4 , 4/16, 16/32	[mm]

Als Zusatzmittel werden Fließmittel (FM) und Luftporenbildner (LP) beigemischt. Versuchsergebnisse haben gezeigt, dass durch diese Betonzusammensetzung günstige Festigkeitswerte und geringe Wärmeentwicklungen infolge Hydratation erzielt werden.

Aufbereitete hydraulisch wirksame Zusatzstoffe - AHWZ

Dem Beton dürfen während des Mischvorgangs Zusatzstoffe zugegeben werden, um bestimmte Eigenschaften des Betons zu erreichen oder zu verbessern. Dem optimierten Weißen Wannen Beton BS1opt werden aufbereitete hydraulisch wirksame Zusatzstoffe beigemischt. Für den Wasser-Bindemittel-Wert (W/B-Wert) können diese gemäß ÖNORM B 4710-1 (2007) über den sogenannten k-Wert-Ansatz berücksichtigt werden. Die Anforderungen an AHWZ werden in ÖNORM B 3309-1 (2010) festgelegt.

Die Zugabe von AHWZ verbessert die Frischbetoneigenschaften und die Eigenschaften des Betons während der Erhärtung. Die Wärmeentwicklung infolge Hydratation wird durch die Zugabe von AHWZ reduziert, somit sind die maximalen Bauteiltemperaturen während der Erhärtung im Vergleich zu herkömmlichen Betonen geringer. Dies hat wiederum zur Folge, dass die erhärtungsbedingten Zwangsspannungen kleiner ausfallen und die Rissgefahr i. d. R. abnimmt.

5.2.1. Materialmodell BS1opt

Die Modellierung des zeitlichen Verlaufs der Wärmefreisetzung im Hydratationsprozess erfolgt mit dem Ansatz nach Jonasson (1984) entsprechend Glg. (4.2). Abb. 5.4 zeigt die Temperaturentwicklung des optimierten Weißen Wannen Betons BS1opt.

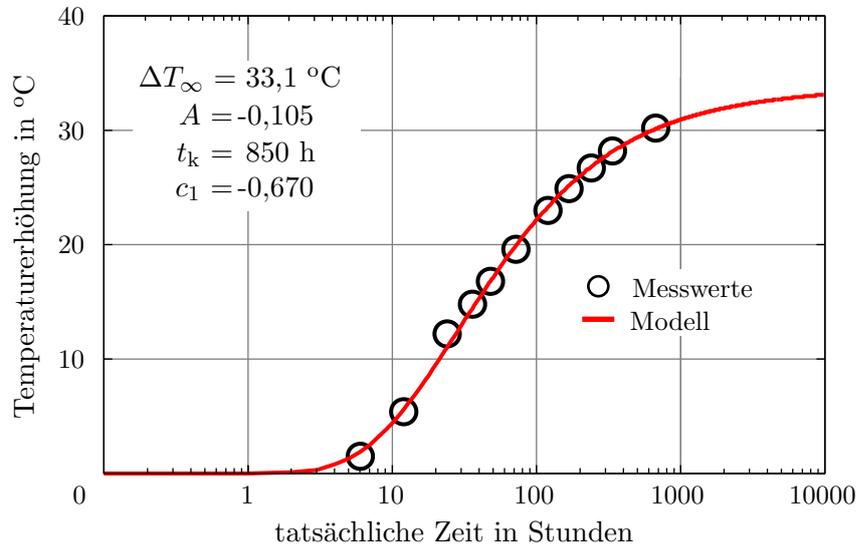


Abb. 5.4.: Temperaturentwicklung des optimierten Weißen Wannen Betons BS1opt infolge Betonhärtung

Zur Beschreibung der Festigkeitsentwicklung von erhärtendem Beton wird das Modell von Wesche (1993) verwendet. In Abb. 5.5 ist das Materialmodell zur Entwicklung der Druck- und Zugfestigkeit sowie des Elastizitätsmoduls grafisch dargestellt. Eine nähere Beschreibung des Modells und Formeln zur Berechnung sind in Abs. 4.2.1 gegeben.

Die Messwerte der Druck- und Zugfestigkeit sowie des Elastizitätsmoduls sind der Ausschreibungsplanung der Fürstenfelder Schnellstraße S7 entnommen worden. Diese beziehen sich auf den Prüfbericht der Fa. Mapei-Betontechnik GmbH. Der Prüfbericht datiert vom 8.10.2012 und trägt die Nummer Z-6254. Die Festigkeitseigenschaften entsprechen einer Festigkeitsklasse C25/30. In diesen Messungen wurde auch der statische Elastizitätsmodul E_{cm} bestimmt. Bei den Berechnungen ist aber der Elastizitätsmodul gemäß Spannungs-Dehnungs-Linie E_{c0} maßgebend. Für die Umrechnung existieren unterschiedliche Modelle (EN-1992-1-1 (2011), DIN 1045-1 (2008), fib (2012)). In dieser Arbeit erfolgt die Umrechnung gemäß EN-1992-1-1 (2011), hierfür gilt:

$$E_{c0} = 1,05 \cdot E_{cm} \quad (5.1)$$

E_{cm} statischer Elastizitätsmodul bzw. Sekantenmodul

E_{c0} Tangentenmodul

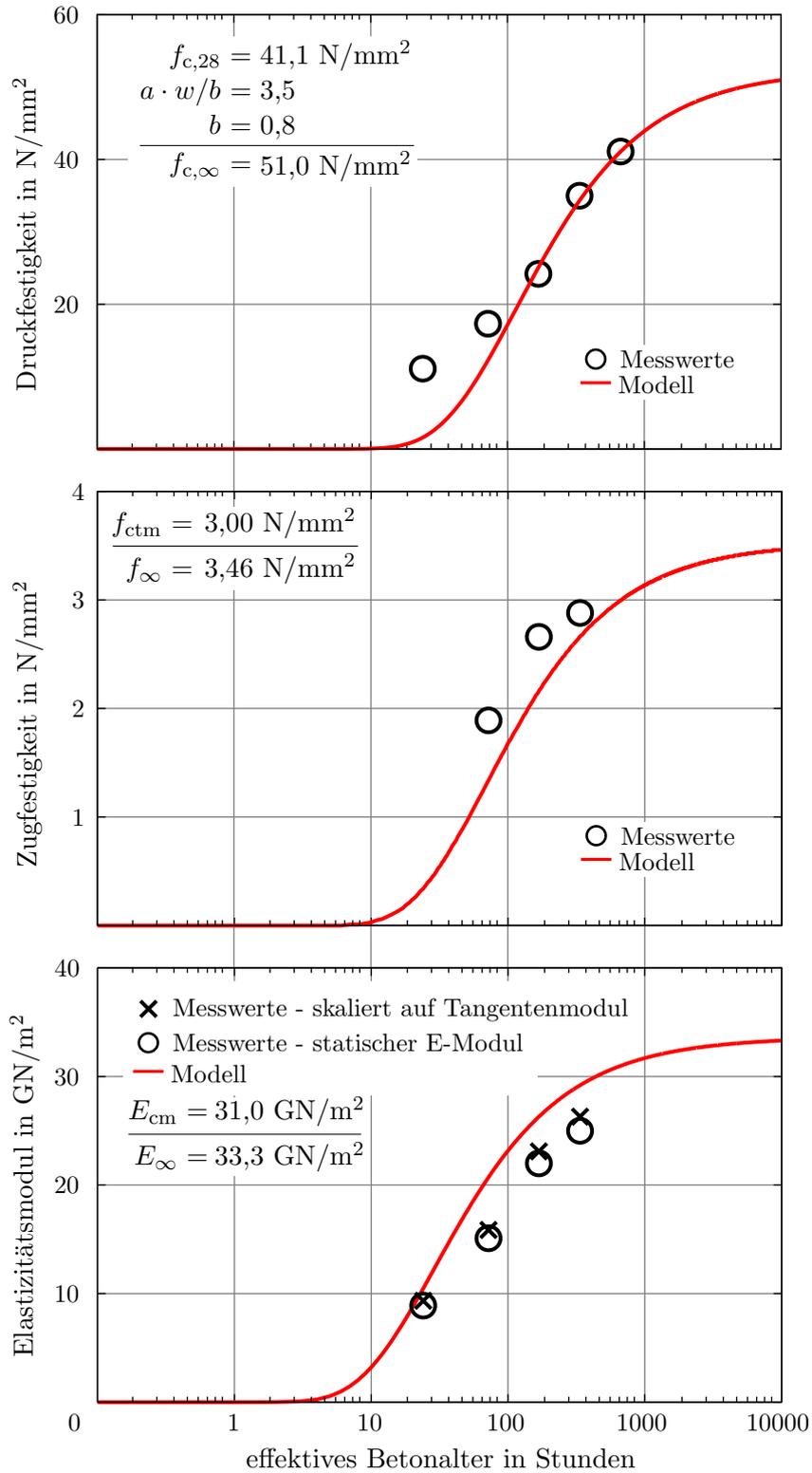


Abb. 5.5.: Materialmodell zur Entwicklung der mechanischen Eigenschaften, angepasst an Messwerte des optimierten Weißen Wannen Betons BS1opt

5.3. Klimatische Randbedingungen

Im Zuge der Parameterstudie werden extrem sommerliche Umgebungstemperaturen simuliert. Der Einfluss der Sonneneinstrahlung wird indirekt über eine Erhöhung der Tagestemperaturzunahme, berücksichtigt. Für die Implementierung in die numerische Berechnung wird zur Beschreibung der Tagestemperaturentwicklung folgender Ansatz gewählt:

$$T_a(t) = T_{a,m}(t) + \Delta T_{a,var} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \sin \left(\frac{2\pi \cdot (time + einbau)}{24} \right) \right) \quad (5.2)$$

- $T_{a,m}(t)$ Mittlere Umgebungstemperatur in °C
- $\Delta T_{a,var}$ Amplitude der Tagestemperaturschwankung in °C
- $time$ Tageszeit in Stunden
- $einbau$ Betoneinbau, hier immer 15 für Einbau um 9.00 Uhr
- $T_a(t)$ Temperatur zur jeweiligen Tageszeit in °C

Für die beiden behandelten Bauteilsituationen einer Bodenplatte und eines Wand-Fundament Systems werden verschiedene Ansätze für die Entwicklung der mittleren Umgebungstemperatur $T_{a,m}(t)$ gewählt. Im Falle der Bodenplatte fällt die mittlere Umgebungstemperatur am Beginn von 25° C bis zum Erreichen des Temperaturmaximums an der Bodenplattenunterseite auf 20° C linear ab, danach bleibt diese konstant. Im Gegensatz dazu, wird ein Wand-Fundament System anfangs drei Tage lang einer konstanten mittleren Umgebungstemperatur von 25° C ausgesetzt. Anschließend fällt diese innerhalb von vier Tagen auf 20° C linear ab und bleibt dann konstant. Diese beiden Szenarien stellen für die jeweilige Bauteilsituation hinsichtlich des Spannungsmaximums eine sehr ungünstige Entwicklung der mittleren Umgebungstemperatur dar. Die Umgebungstemperaturentwicklung kann für eine Bodenplatte Abb. 5.6 und für ein Wand-Fundament System Abb. 5.7 entnommen werden.

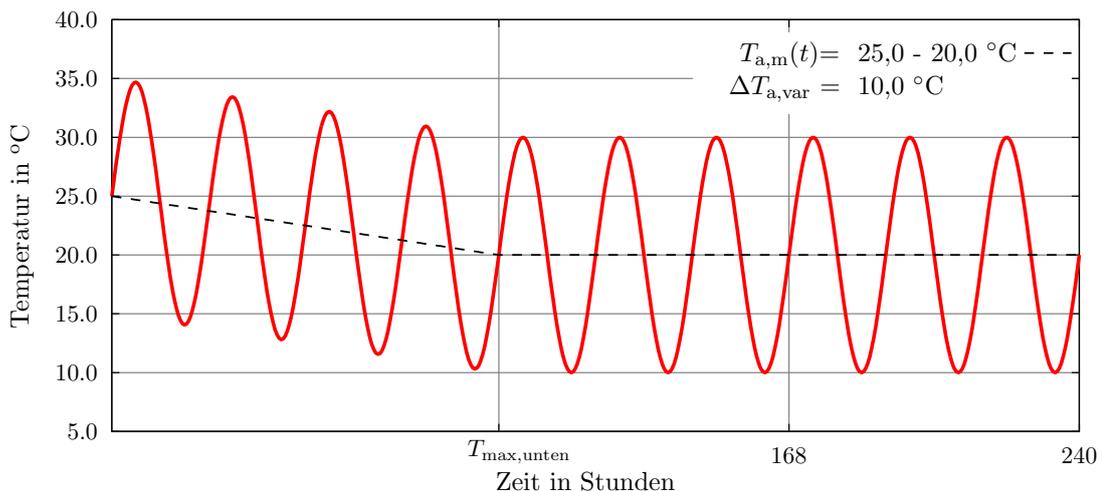


Abb. 5.6.: Umgebungstemperaturentwicklung bei Bodenplatten - Extremsommer

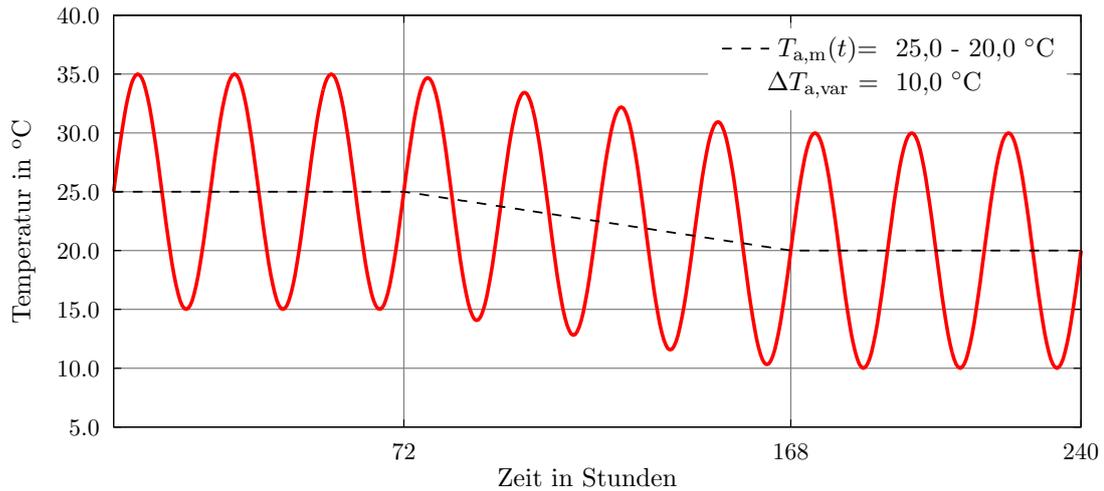


Abb. 5.7.: Umgebungstemperaturentwicklung bei Wand-Fundament Systemen - Extremsommer

5.4. Ergebnisse für unterschiedliche Geometrien und Bewertung

In diesem Abschnitt wird der Einfluss der variierten geometrischen Größen auf die Temperaturentwicklung und die sich resultierende Zwangbeanspruchung erläutert. Die aus der numerischen Parameterstudie gewonnenen Ergebnisse werden zusammenfassend in Diagrammen dargestellt und interpretiert. In den Diagrammen werden jene Knoten betrachtet, an denen sich die maßgebende Zwangbeanspruchung einstellt.

Im Falle der Bodenplatte müssen, um eine Rissbildung kategorisch ausschließen zu können, die Randspannungen inklusive Eigenspannungen betrachtet werden. Bei Wand-Fundament Systemen sind für Beurteilung der Rissbildung die Spannungsentwicklung inklusive Eigenspannungen im Knoten #2 (Drittelpunkt), welcher auf ein Drittel der Wandhöhe liegt, maßgebend. Für die Festlegung, ob Rissbildung kategorisch ausgeschlossen werden kann, wird das Spanningskriterium der TU Graz nach Glg. (2.9) zugrunde gelegt. Kann diese kategorisch nicht ausgeschlossen werden, so müssen sowohl bei Bodenplatten als auch bei Wand-Fundament Systemen die um die Eigenspannungen bereinigten Randspannungen berechnet werden. Zur Bewertung der einhergehenden Gefahr von Makrorissbildung wird dann das im Kapitel 6 vorgestellte Nachweiskonzept angewendet. Nach Anwendung dieses Nachweiskonzeptes kann eine Aussage über die erforderliche Mindestbewehrung getroffen werden.

Die Diagramme in Abs. 5.4.2 umfassen nicht die Ergebnisse aller 18 Berechnungsmodelle der verschiedenen Wand-Fundament Systeme. Zur besseren Übersicht und leichteren Verständlichkeit werden die Ergebnisse einerseits für eine konstante Bodenplattendicke und andererseits für eine konstante Wanddicke dargestellt. Eine umfassende Darstellung sämtlicher Ergebnisse für alle Berechnungsmodelle befindet sich im Anhang.

5.4.1. Bodenplatte

Temperatur

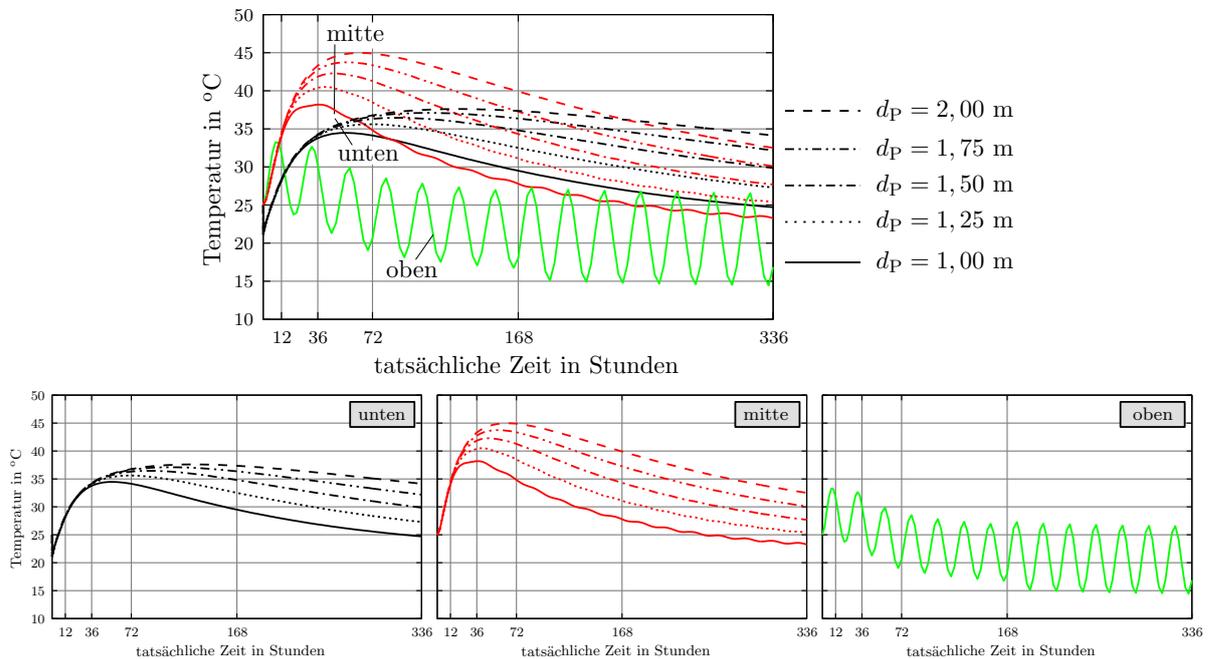


Abb. 5.8.: Temperaturentwicklung - Bodenplatte

In Abb. 5.8 ist die Temperaturentwicklung der Bodenplattenunter- (unten) und Bodenplattenoberseite (oben) sowie des Bodenplattenkerns (mitte) aufgetragen. Mit zunehmender Bodenplattendicke steigt das Temperaturmaximum im Kern als auch an der Unterseite und wird auch zeitlich gesehen zu einem späteren Zeitpunkt erreicht. Dies ist auf die größere Wärmespeicherwirkung von massigen Bauteilen zurückzuführen. Folglich nimmt die Dauer des Abkühlungsprozesses, bzw. die Dauer bis sich die Ausgleichstemperatur einstellt, deutlich zu. Um diese Dauer bestimmen zu können, müssten bei Bodenplatten längere Zeiträume betrachtet werden. Da diese Dauer aber kaum Einfluss auf die hier vorrangig betrachtete Biegerissbildung ausgehend von der Oberseite hat, wurden die Berechnungszeiträume nicht ausgeweitet. Die Bodenplattendicke hat keinen Einfluss auf die Temperaturentwicklung an der Oberseite. Diese ist hauptsächlich vom Tagesgang der Umgebungstemperatur und etwaigen Nachbehandlungsmaßnahmen beeinflusst.

Spannungen im Materialpunkt

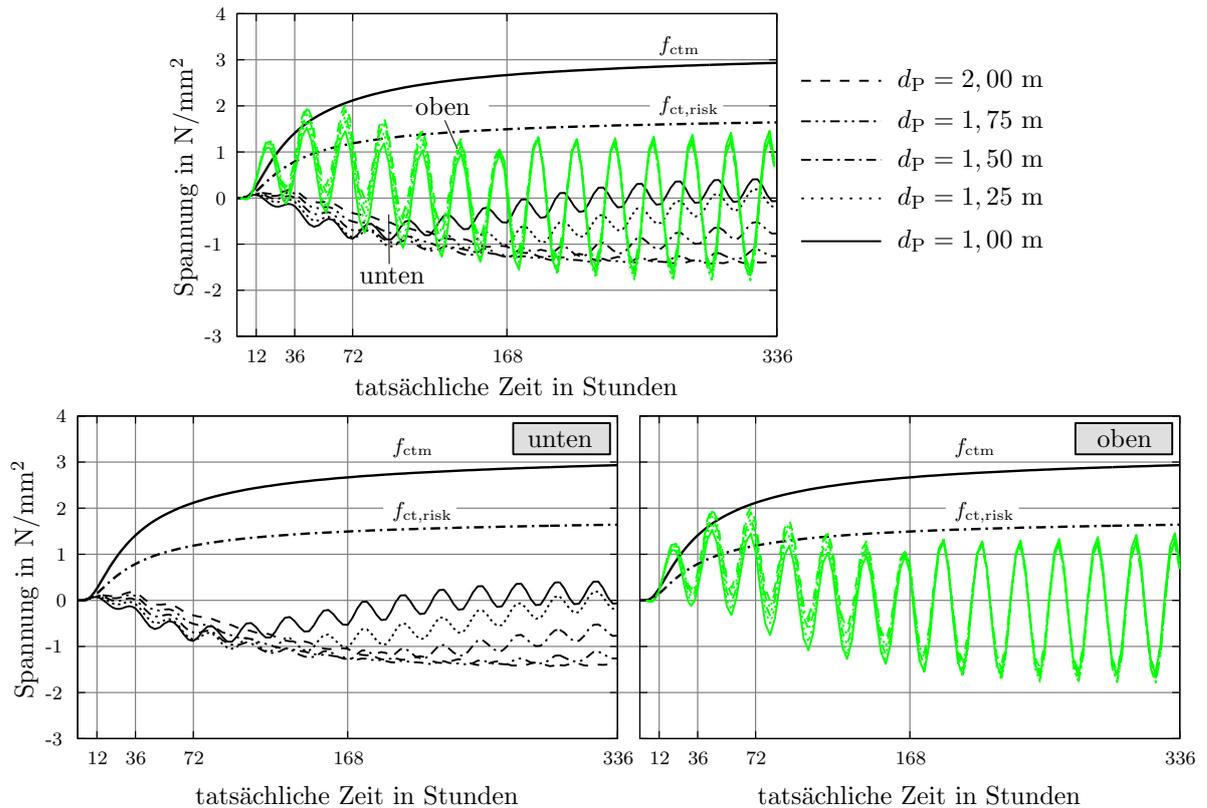


Abb. 5.9.: Randspannungen inklusive Eigenspannungen - Bodenplatte

Abb. 5.9 zeigt die Randspannungen inklusive Eigenspannungen. Diese Spannungsverläufe dienen dazu, das Bauteil hinsichtlich eines kategorischen Ausschlusses jeglicher Rissbildung zu beurteilen. An der Unterseite bauen sich mit zunehmender Dicke größere Druckspannungen auf und das Druckspannungsmaximum wird zeitlich gesehen später erreicht. Hinsichtlich der Rissbildung kann die Unterseite als unkritisch betrachtet werden. Demgegenüber treffen die Zugspannungen an der Oberseite in den ersten Nächten noch auf kleine Zugfestigkeiten. Das Spannungskriterium wird überschritten und Rissbildung kann hier in allen Fällen kategorisch nicht ausgeschlossen werden. Für die Beurteilung der damit einhergehenden Art und Intensität der Rissbildung müssen die, um die Eigenspannungen bereinigten Randspannungen, untersucht werden.

Spannungen bereinigt um Eigenspannungen

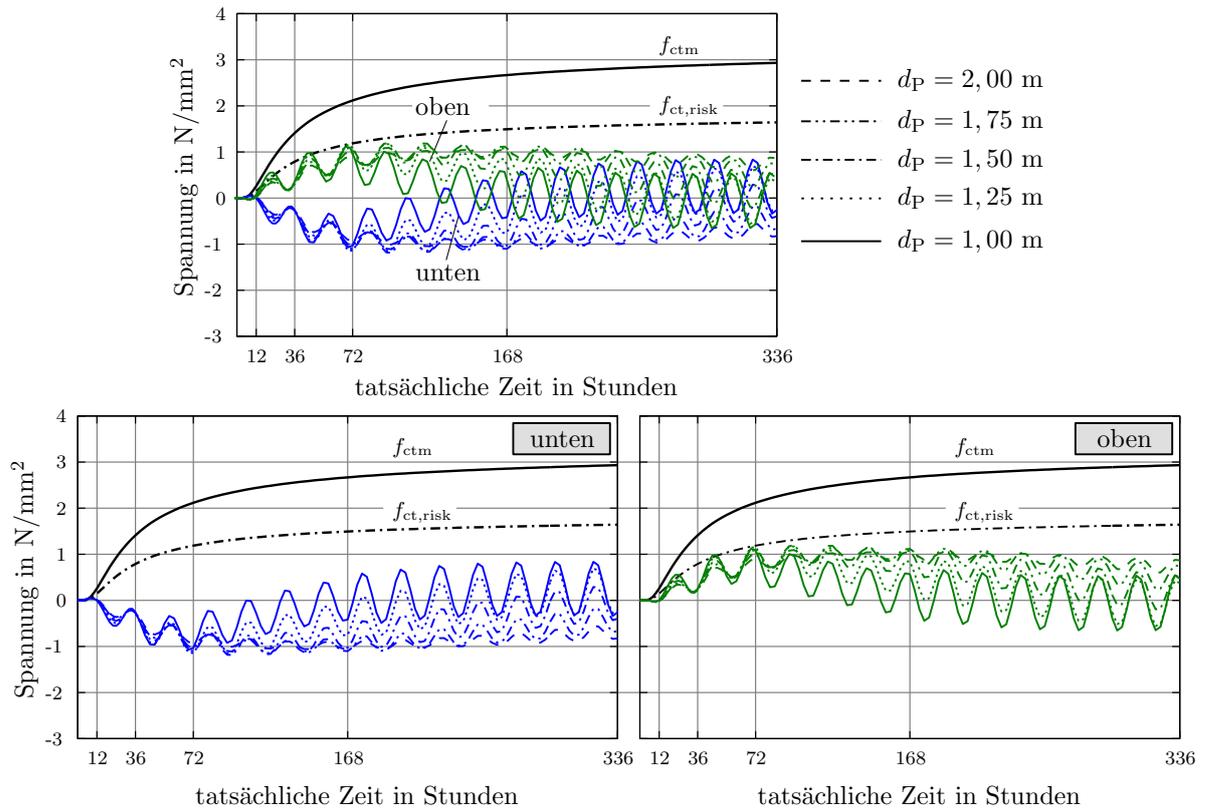


Abb. 5.10.: Biegespannungen (Randspannungen um Eigenspannungen bereinigt) - Bodenplatte

Die um die Eigenspannungen bereinigten Randspannungen sind in Abb. 5.10 dargestellt. Die maximalen Biegezugspannungen treten mit zunehmender Bodenplattendicke sowohl an der Ober- als auch an der Unterseite später auf. In deren Größe unterscheiden sich diese kaum. Die größten Biegezugspannungen treten mit $1,19 \text{ N/mm}^2$ bei einer Bodenplattendicke von $1,5 \text{ m}$ auf. Bei dickeren Bodenplatten nehmen die maximalen Biegezugspannungen wieder ab. Bis zu einer Plattendicke von $1,50 \text{ m}$ wirken sich die Tagestemperaturänderungen vollständig auf den Biegezug aus, bei dickeren Platten rufen Tagestemperaturänderungen zunehmend nur Eigenspannungen hervor. Dies hat außerdem zur Folge, dass die Ausschläge in den Biegezugspannungen mit zunehmenden Dicken abnehmen, da diese Spannungsanteile in den Eigenspannungen zu finden sind.

Der Einfluss der klimatischen Randbedingungen auf die Spannungsverläufe nimmt mit zunehmender Dicke ab. Die Spannungsverläufe sind nur mehr durch geringfügige Ausschläge charakterisiert. Je länger die Zeitdauer umso stärker unterscheiden sich die Spannungsverläufe voneinander, was an der zunehmenden Auskühlungsdauer von dickeren Platten liegt.

Werden diese Ergebnisse mit den Überlegungen zur Makrorissbildung in Kapitel 6 bewertet, kann eine bemessungsrelevante Makrorissbildung für sämtliche Bodenplattendicken ausgeschlossen werden.

5.4.2. Wand auf Fundament

Temperatur

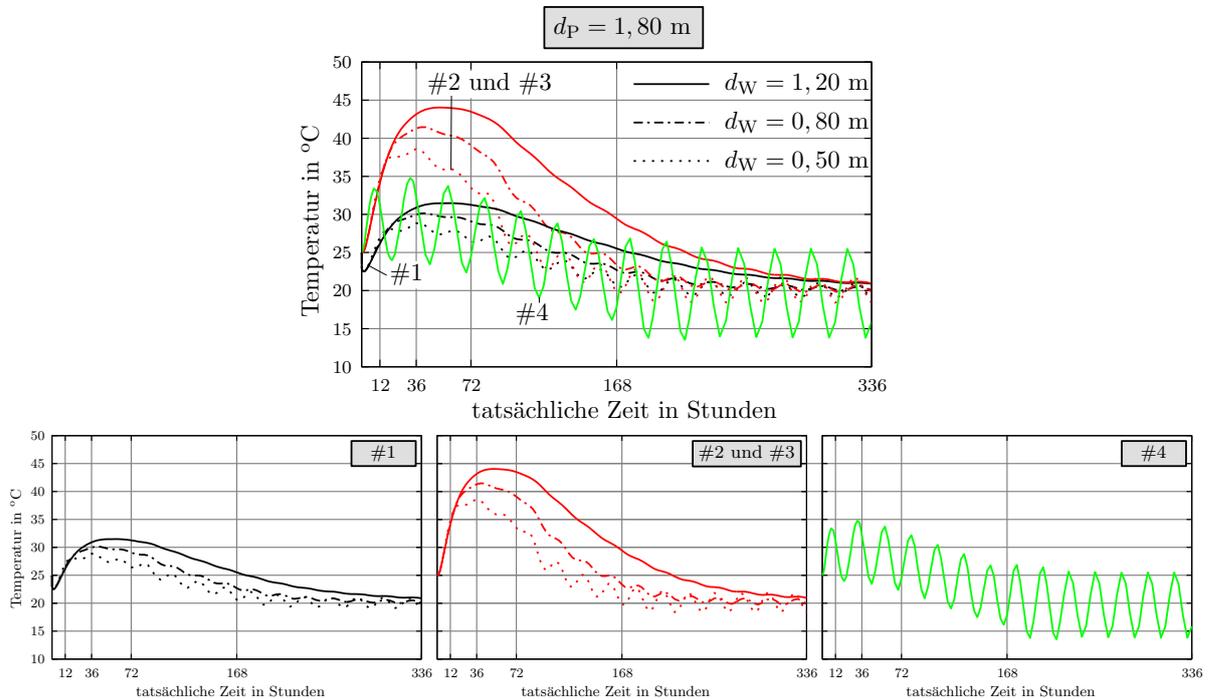


Abb. 5.11.: Temperaturentwicklung - Wand

In Abb. 5.11 ist die Temperaturentwicklung der Knoten #1 - #4 für verschiedene Wand-Fundament Systeme mit unterschiedlicher Wanddicke aufgetragen. Die Bodenplattendicke sowie das L/H-Verhältnis haben kaum einen Einfluss auf die Temperaturverläufe. Die Temperaturentwicklung des Knoten #2 entspricht der der Wandmitte (Knoten #3). Die Lage der Knoten kann Abb. 5.3 entnommen werden. Das Temperaturmaximum in den Knoten #1, #2 und #3 nimmt mit zunehmender Wanddicke zu. Ähnlich wie bei den Bodenplatten ist dies auf die größere Wärmespeicherwirkung von massigen Bauteilen zurückzuführen. Die Ausgleichstemperatur wird bei sämtlichen Wanddicken innerhalb des betrachteten Zeitraums erreicht.

Der Einfluss des Tagesgangs der Umgebungstemperatur auf die Temperaturentwicklung in den Knoten #1, #2 und #3 sinkt mit zunehmender Wanddicke. Je dicker die Wand, umso geringer sind die Ausschläge des Temperaturverlaufs in den erwähnten Knoten. Die Temperaturentwicklung im Knoten #4 ist wiederum nahezu unabhängig von der Wanddicke. Diese ist hauptsächlich vom Tagesgang der Umgebungstemperatur und etwaigen Nachbehandlungsmaßnahmen beeinflusst.

Nachfolgend wird die resultierende Zwangbeanspruchung sowie der Einfluss der Bodenplatten- und Wanddicke auf die Spannungsentwicklung untersucht. Dabei werden die Knoten #1, #2 und #4 betrachtet. Bei der Untersuchung des Einfluss der Bodenplattendicke wurde eine konstante Wanddicke von 0,80 m angenommen. Für die Bestimmung des Einfluss der Wanddicke wurde die Bodenplattendicke mit 1,80 m als konstant angesehen. In beiden Fällen sind die Ergebnisse für die L/H-Verhältnisse 2 bzw. 4 dargestellt.

Spannungen im Materialpunkt - Einfluss der Bodenplattendicke

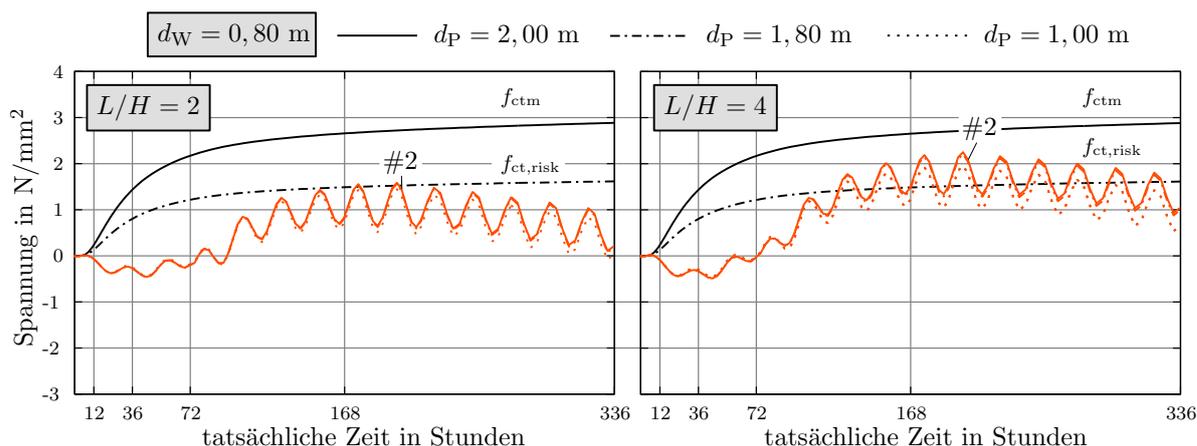


Abb. 5.12.: Spannungen inklusive Eigenspannungen im Drittpunkt der Wand, hier: Einfluss der Bodenplattendicke

Um Aussagen über die resultierende Zwangbeanspruchung zu tätigen, muss zuerst die Spannungsentwicklung inklusive Eigenspannungen im Drittpunkt, siehe Abb. 5.12, betrachtet werden. Der Einfluss der Bodenplattendicke auf die Spannungsentwicklung im Drittpunkt ist bei $L/H = 2$ nahezu vernachlässigbar. Geringe Abweichungen sind bei $L/H = 4$ feststellbar. Die Form der Spannungsverläufe ist bei sämtlichen Bodenplattendicken nahezu identisch.

Bei einem L/H-Verhältnis von 2 wird das Spannungskriterium der TU Graz knapp tangiert, bei $L/H = 4$ wird das Spannungskriterium deutlich überschritten. Aus den Ergebnissen ist ableitbar, dass die Gefahr der Rissbildung auch schon bei kleinen L/H-Verhältnissen vorliegt und mit steigendem L/H-Verhältnis weiter zunimmt. Rissbildung kann hier in beiden Fällen kategorisch nicht ausgeschlossen werden.

Für die Beurteilung der damit einhergehenden Art und Intensität der Rissbildung müssen die, um die Eigenspannungen bereinigten Randspannungen, untersucht werden.

Spannungen bereinigt um Eigenspannungen - Einfluss der Bodenplattendicke

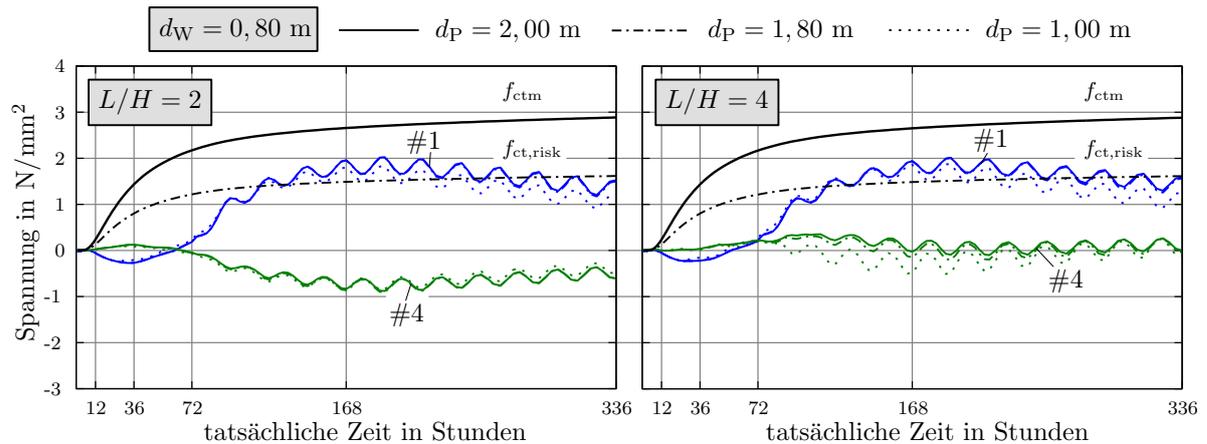


Abb. 5.13.: Zentrischer Zwang über die Wanddicke an der Ober- und Unterseite der Wand (Randspannungen um Eigenspannungen bereinigt) hier: Einfluss der Bodenplattendicke

Abb. 5.13 zeigt die um die Eigenspannungen bereinigten Randspannungen. Im Knoten #4 bei $L/H = 2$ ist kein Einfluss der Bodenplattendicke erkennbar. Die Bodenplattendicke wirkt sich nur auf die Spannungsverläufe im Knoten #1 bei $L/H = 2$ sowie in den Knoten #1 und #4 bei $L/H = 4$ aus. Die Spannungsspitzen am Wandfuß (Knoten #1) sind bei dünneren Bodenplatten etwas kleiner. Die Form der Spannungsverläufe unterscheidet sich allerdings kaum. Bei Vergleich der beiden L/H -Verhältnisse spiegeln die Spannungsverläufe das in Abs. 3.3.3 beschriebene Bauteilverhalten wieder. Mit zunehmendem L/H -Verhältnis werden die Druckspannungen im Bereich der Wandkrone (Knoten #4) abgebaut und es können bei noch größeren L/H -Verhältnissen Zugspannungen auftreten.

Am Wandfuß (Knoten #1) hat das L/H -Verhältnis für die betrachteten Geometrien zunächst kaum einen Einfluss. Hintergrund ist, dass in diesen Berechnungen das L/H -Verhältnis über eine Variation der Wandhöhe bei konstantem Dehnfugenabstand eingestellt wurde. Dies ändert allerdings auch den Behinderungsgrad der Wand und die Lage des Gesamtschwerpunkts sowie das aktivierte Eigengewicht. In Summe wirken diese Effekte gegeneinander, sodass die Spannung am Wandfuß (Knoten #1) nahezu unverändert bleibt.

Werden diese Ergebnisse mit den Überlegungen zur Makrorissbildung in Kapitel 6 bewertet, kann bei üblich zulässigen Rissbreiten eine bemessungsrelevante Makrorissbildung für die betrachteten Fälle ausgeschlossen werden.

Spannungen im Materialpunkt - Einfluss der Wanddicke

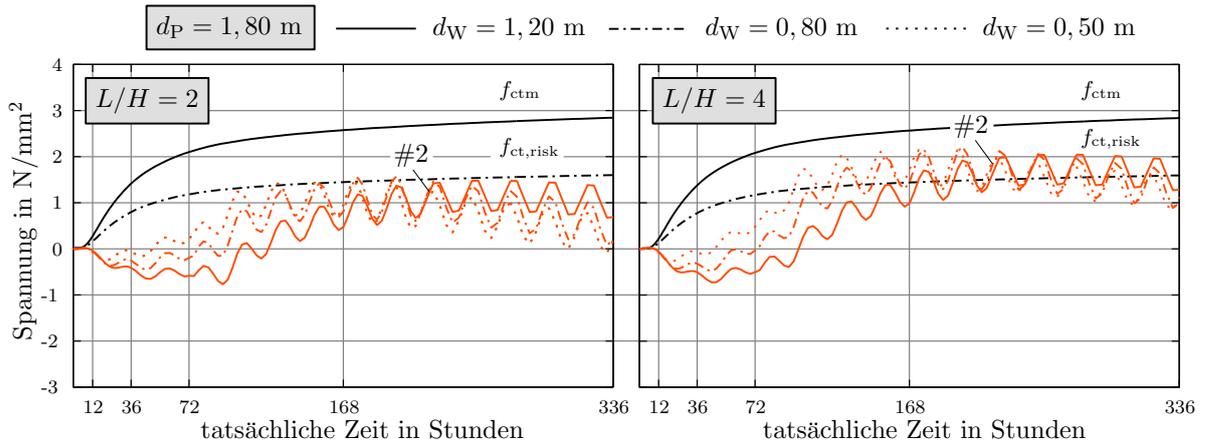


Abb. 5.14.: Spannungen inklusive Eigenspannungen im Drittelpunkt der Wand, hier: Einfluss der Wanddicke

In Abb. 5.14 ist die Spannungsentwicklung inklusive Eigenspannungen im Drittelpunkt dargestellt. Im Vergleich zum Einfluss der Bodenplattendicke ist der Einfluss der Wanddicke größer auf die Spannungsentwicklung im Knoten #2. Die Spannungsverläufe unterscheiden sich deutlich voneinander. Je dicker die Wand, desto größere Druckspannungen werden anfangs aufgebaut und desto später wird das Zugspannungsmaximum erreicht. Die Größe des Zugspannungsmaximums ist jedoch nahezu unabhängig von der Wanddicke.

Bei einem L/H -Verhältnis von 2 wird das Spannungskriterium der TU Graz knapp tangiert, bei $L/H = 4$ wird das Spannungskriterium deutlich überschritten. Wie schon beim Einfluss der Bodenplattendicke beschrieben, nimmt das Zugspannungsmaximum und die Gefahr der Rissbildung mit zunehmendem L/H -Verhältnis zu. Rissbildung kann hier in beiden Fällen kategorisch nicht ausgeschlossen werden.

Für die Beurteilung der damit einhergehenden Art und Intensität der Rissbildung müssen die, um die Eigenspannungen bereinigten Randspannungen, untersucht werden, Abb. 5.15 zeigt diese.

Spannungen bereinigt um Eigenspannungen - Einfluss der Wanddicke

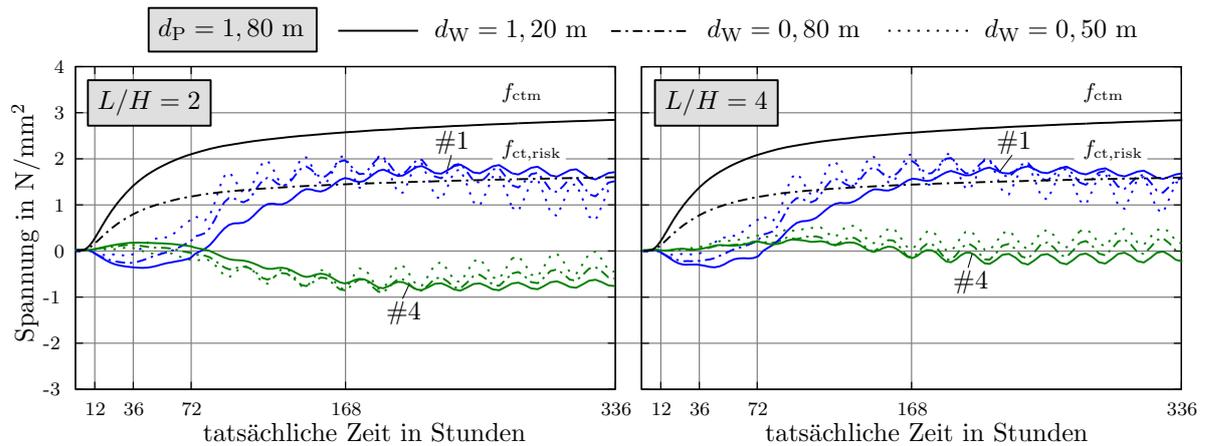


Abb. 5.15.: Zentrischer Zwang über die Wanddicke an der Ober- und Unterseite der Wand (Randspannungen um Eigenspannungen bereinigt) hier: Einfluss der Wanddicke

Auch in diesen Diagrammen ist der Einfluss der Wanddicke auf die Spannungsentwicklung in den Knoten deutlich zu erkennen. Auffallend ist, dass bei dünneren Wänden das Zugspannungsmaximum am Wandfuß größer ist und zeitlich früher auftritt. Mit abnehmender Wanddicke steigt der Behinderungsgrad und die Intensität der Makrorissbildung nimmt zu, da das größere, früher eintretende Zugspannungsmaximum noch auf kleine Zugfestigkeiten trifft.

Wie schon bei der Untersuchung des Einfluss der Bodenplattendicke hat das L/H -Verhältnis auf die Spannungsentwicklung am Wandfuß (Knoten #1) aus genannten Gründen und für die betrachteten Geometrien zunächst kaum einen Einfluss. Die Spannung im Knoten #1 bleibt nahezu unverändert.

Werden diese Ergebnisse mit den Überlegungen zur Makrorissbildung in Kapitel 6 bewertet, kann bei üblich zulässigen Rissbreiten eine bemessungsrelevante Makrorissbildung für die betrachteten Fälle ausgeschlossen werden.

6. Nachweiskonzept Makrorissindex

Wie in Kapitel 2 erläutert, gelingt eine zutreffende Berücksichtigung von erhärtungsbedingter Beanspruchung bei der Tragwerksplanung von den vorliegenden Weißen Wannen nur bedingt. Entweder sind die Konzepte unzutreffend, nicht ausreichend formuliert oder sehr umfangreich und anspruchsvoll, wie das verformungsbasierte Nachweiskonzept der TU Graz. Aus diesem Grund wurde für die einfache Bemessung der bei Weißen Wannen vorkommenden Bauteilsituationen (Bodenplatte, Wand auf Fundament) ein neues effizientes Nachweiskonzept entwickelt. Dieses ist speziell auf die bei Weißen Wannen im Vordergrund stehenden Geometrieabmessungen abgestimmt und für die untersuchten Randbedingungen (Materialmodell, Klima, etc.) verifiziert. Die Verwendung des optimierten Weißen Wannen Betons BS1opt wird vorausgesetzt.

Gemäß den Erkenntnissen aus der Parameterstudie kann Rissbildung für die untersuchten Bauteile und Randbedingungen kategorisch nicht ausgeschlossen werden. Allerdings besteht meist nur die Gefahr von lokaler Mikrorissbildung, infolge dieser punktuell Oberflächenrisse entstehen können. Diese Risse gefährden jedoch nicht die Dichtigkeit von WU-Konstruktionen. Deshalb kann bei der Bemessung direkt mit der Untersuchung der Makrorissbildung begonnen werden. Dazu werden die um die Eigenspannungen bereinigten Randspannungen aus den querschnittsbezogenen Zwangsschnittgrößen berechnet. Anhand dieser kann die maßgebende Zwangbeanspruchung ermittelt und mit einem Spannungskriterium verglichen werden. Liegt die maßgebende Zwangbeanspruchung unter dem Spannungskriterium, so kann eine Makrorissbildung ausgeschlossen werden.

Die Ergebnisse der numerischen Parameterstudie im Kapitel 5 lassen darauf schließen, dass bei üblichen Geometrieabmessungen und unter Verwendung des Betons BS1opt bei Weißen Wannen zumeist keine Makrorissbildung eintritt. In diesen Fällen ist die Anordnung von Oberflächenbewehrung zur Sicherstellung der Robustheit der Oberfläche ausreichend. Deshalb umfasst dieses Konzept auch keine Ansätze zur Bestimmung einer zur Begrenzung der Rissbreiten notwendigen Mindestbewehrung. Die Bemessungsphilosophie zielt darauf ab, eine Makrorissbildung bzw. bemessungsrelevante Rissbildung zu vermeiden. Sollte jedoch die Gefahr einer Makrorissbildung im Einzelfall nicht ausgeschlossen werden können, so kann für die Bemessung das verformungsbasierte Nachweiskonzept - Modell TU Graz angewendet werden. Als Makrorissbildung wird in diesem Zusammenhang bei Bodenplatten eine Biegerissbildung und bei Wand-Fundament Systemen eine Trennrissbildung verstanden.

Der Begriff Makrorissindex ist als Überbegriff zu sehen. Dieser wird noch in Biegeriss- und Trennrissindex unterteilt, welche in Abs. 6.1 und Abs. 6.2 beschrieben werden.

6.1. Biegerissindex für Bodenplatten

Im Falle der Bodenplatte wird der bei üblichen Baugrundverhältnissen vorherrschende Biegezwang betrachtet. Dieser Biegezwang erzeugt Biegezugspannungen an der Bodenplattenoberseite. Die Biegezugspannungen können Biegerisse ausgehend von der Bodenplattenoberseite verursachen. Um die Gefahr dieser Rissbildung zu beurteilen wird das Verhältnis aus der maximalen Biegezugspannung an der Oberseite und der zum Risszeitpunkt vorhandenen Zugfestigkeit mit dem Biegerissindex verglichen. Für den Biegerissindex wird in dieser Arbeit zunächst ein Wert von 0,7 festgesetzt, um das Sicherheitsniveau anzuheben. Hierfür gilt:

$$\frac{\sigma_{\max,o}}{f_{ct,zugehörig}} \leq 0,7 \quad (6.1)$$

Das Spannungskriterium ist somit mit 70% der zum Risszeitpunkt vorhandenen mittleren Zugfestigkeit definiert. Wertet man die Biegezugspannungen im Zeitverlauf aus, so verletzen diese das Spannungskriterium stets bereits in der ersten Nacht nach der Betonage, wobei die Überschreitung mit zunehmender Bodenplattendicke abnimmt. Hintergrund ist das extreme Wetterszenario in diesen Berechnungen. In der Realität kann die Gefahr der Rissbildung bei solchen Randbedingungen nur durch geeignete Nachbehandlungsmaßnahmen reduziert werden, sofern sich der Einbautermin auf der Baustelle nicht verschieben lässt. Näheres hierzu kann Tue et al. (2015) entnommen werden. Für die Bemessung ist allerdings das absolute Maximum der Biegezugspannungen maßgebend. Abb. 6.1 zeigt eine Gegenüberstellung, dieses Biegezugspannungsmaximum mit dem Spannungskriterium für unterschiedliche Bodenplattendicken.

Anhand dieser absoluten Gegenüberstellung kann die Gefahr der bemessungsrelevanten Biegerissbildung bei geeigneter Nachbehandlung in den ersten Nächten beurteilt werden. Die Verläufe zeigen, dass bei Bodenplatten kaum mit einer Biegerissbildung zu rechnen ist und die Sicherheit zur Vermeidung von Biegerissbildung mit zunehmender Bodenplattendicke immer weiter steigt. Einerseits ist dies darauf zurückzuführen, dass die maximalen Biegezugspannungen ab einer Dicke zwischen 1,25 m und 1,50 m wieder abnehmen. Andererseits werden die maximalen Biegezugspannungen mit zunehmender Bodenplattendicke zeitlich gesehen später erreicht. Gleichzeitig steigt aber die zugehörige Zugfestigkeit. Abb. 6.2 verdeutlicht, dies durch einen Vergleich der tatsächlichen Zeit mit dem effektiven Betonalter zum Zeitpunkt der maximalen Biegezugspannungen.

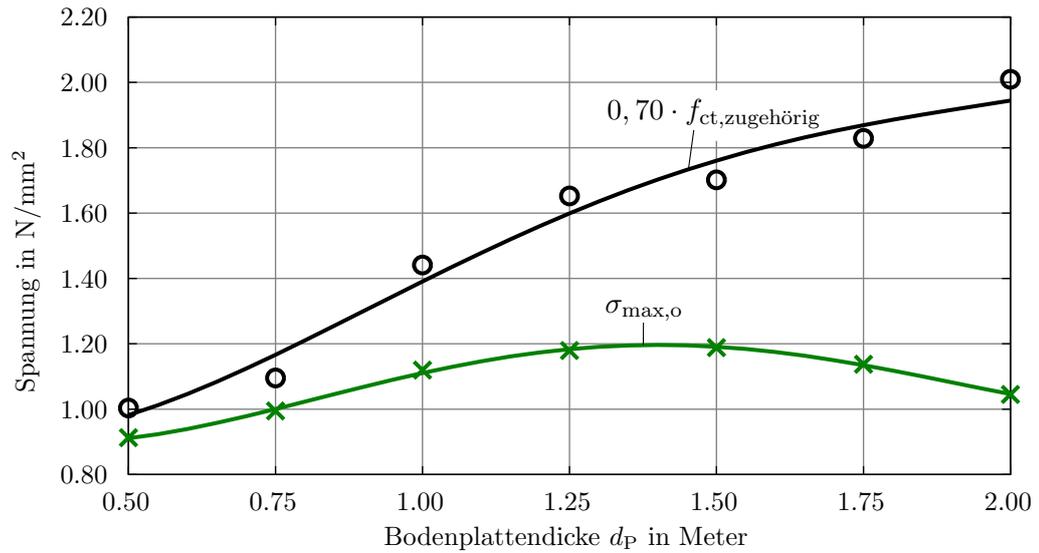


Abb. 6.1.: Beurteilung der Biegerissgefahr anhand der maximalen Biegezugspannung an der Bodenplattenoberseite

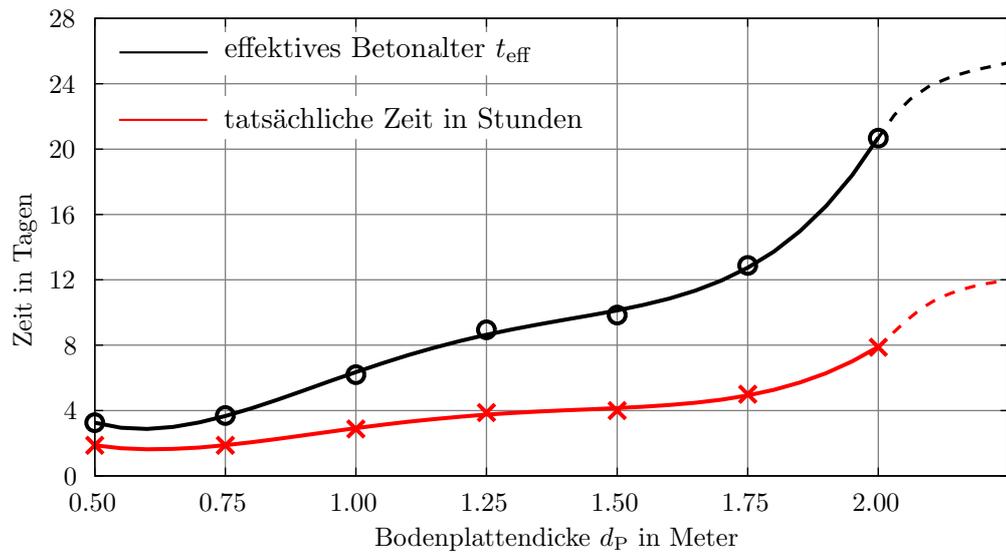


Abb. 6.2.: Vergleich der tatsächlichen Zeit mit dem effektiven Betonalter zum Zeitpunkt der maximalen Biegezugspannung

6.2. Trennrissindex für Wand-Fundament Systeme

Bei der Herstellung von Wänden auf bereits erhärteten Fundamenten entsteht eine zentrische Zwangbeanspruchung, da das bereits erhärtete Fundament eine Verkürzung der Wand verhindert. Im Bereich des Wandfußes bis ca. ein Viertel der Wandhöhe wird eine bemessungsrelevante Trennrissbildung durch die schubfeste Verbindung, der unter Druckspannungen stehenden Bodenplatte mit der Wand, verhindert. Hier können nur sehr feine und kurze Risse entstehen, welche grundsätzlich keine Gefahr für eine Durchfeuchtung darstellen.

Erst darüber besteht die Gefahr, dass sich diese vielen kurzen Risse in einem Riss lokalisieren und einen Trennriss über die gesamte Wanddicke bilden (Durchriss). Schematisch soll dies in Abb. 6.3 veranschaulicht werden.

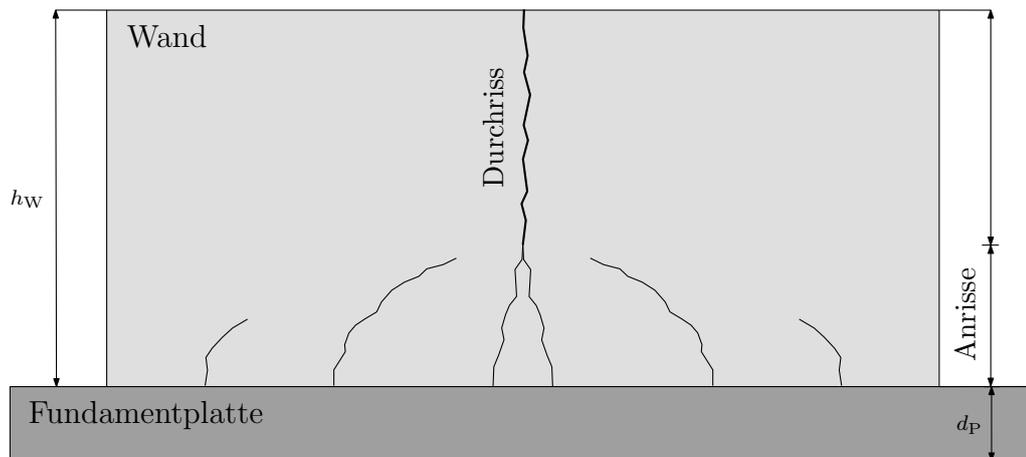


Abb. 6.3.: Rissbildung bei Wand-Fundament Systeme

Um die Gefahr einer bemessungsrelevanten Trennrissbildung beurteilen zu können, wird das Verhältnis aus der maßgebenden Spannung und der zum Risszeitpunkt vorhandenen mittleren Zugfestigkeit gebildet. Dieses Verhältnis wird mit dem Trennrissindex verglichen. Auch für den Trennrissindex wird ein Wert von 0,7 herangezogen, um mit ausreichender Sicherheit eine bemessungsrelevante Trennrissbildung beurteilen zu können. Gemäß Glg. (6.2) können Trennrisse ausgeschlossen werden, wenn das Verhältnis den Trennrissindex unterschreitet.

$$\frac{\sigma_{c,\text{design}}}{f_{ct,\text{zugehörig}}} \leq 0,7 \quad (6.2)$$

Das Spanningskriterium ist somit mit 70% der zum Risszeitpunkt vorhandenen mittleren Zugfestigkeit definiert. Im ersten Schritt wird als maßgebende Spannung das Spannungsmaximum am Wandfuß mit dem Spanningskriterium verglichen. In Abb. 6.4 ist die Spannung am Wandfuß in Abhängigkeit der Wanddicke aufgetragen. Bei den Spannungsverläufen wird zwischen $L/H = 2$ und $L/H = 4$ sowie unterschiedlichen Bodenplattendicken differenziert.

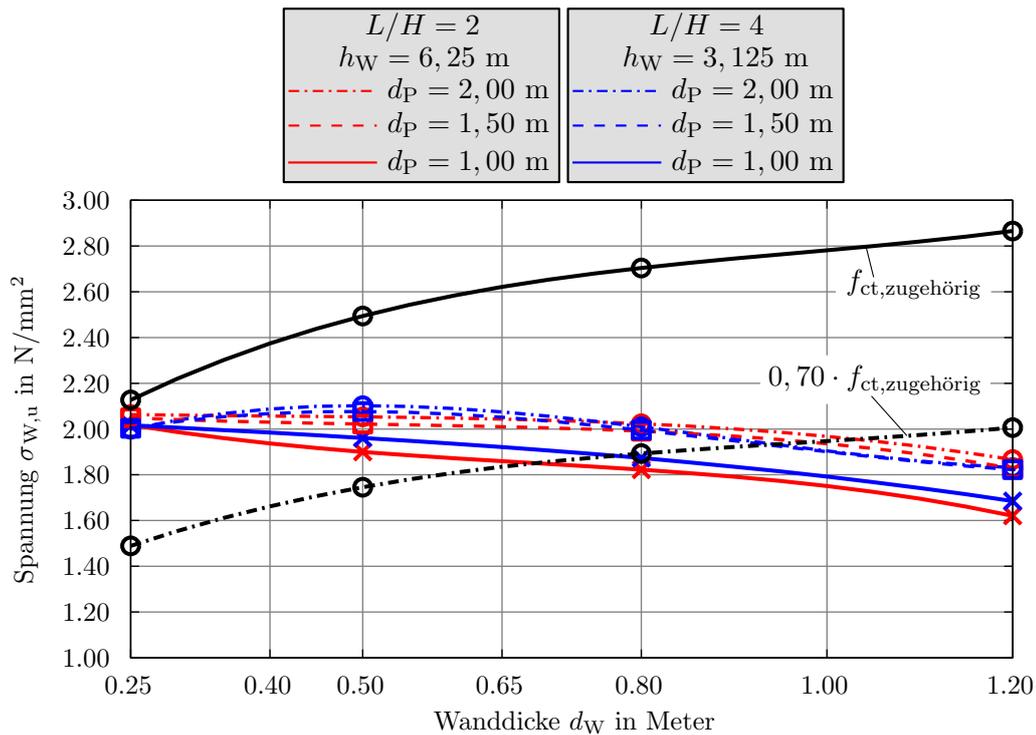


Abb. 6.4.: Beurteilung der Trennrissgefahr anhand der Spannung am Wandfuß

Gemäß einem Trennrissindex von 0,7 könnten bemessungsrelevante Trennrisse unter der Betrachtung der Spannung am Wandfuß erst ab Wanddicken über 1,0 m ausgeschlossen werden. Auf dem Sicherheitsniveau der verschiedenen Ansätze aus Tab. 2.1 wäre der Nachweis für sämtliche Wanddicken aber trotzdem erfüllt, weil die Zwangsschnittgrößen kleiner als die Risschnittgrößen sind und die Streuungen der Materialeigenschaften und Einwirkungen im Querschnitt bereits durch Ansatz von Mittelwerten berücksichtigt wurde.

Aber selbst wenn die Spannung am Wandfuß größer als die Zugfestigkeit wäre, bedeutet dies für die betrachteten Fugenabstände aber noch nicht, dass sich bemessungsrelevante Trennrisse bilden. Die Zwangsspannung in der Wand nimmt aufgrund der begrenzten L/H -Verhältnisse über die Höhe ab, sodass etwaige Anrisse am Wandfuß verenden können, bevor die zulässige Rissbreite überschritten wird. Für einen allgemeinen Nachweis sollte deshalb in einem weiteren Schritt eine Nachweisstelle unter Berücksichtigung der tatsächlichen Spannungsverteilung und der zulässigen Rissbreite definiert werden.

Gemäß Schlicke (2014) kann für übliche Spannungsverteilungen bis $L/H = 6$ davon ausgegangen werden, dass die Spannung im ungerissenen Zustand σ^I im Bereich zwischen Wandfuß bis ca. ein Viertel der Wandhöhe stets größer ist, als die Spannung an der Risswurzel im gerissenen Zustand $\sigma^{II}(h_{cr})$ auf selbiger Höhe. Sollte es in diesem Bereich zur Rissbildung kommen, so könnte die Rissbreite über die Anrisshöhe und die Spannung am Wandfuß berechnet werden. Abb. 6.5 (links) verdeutlicht dies schematisch.

Durch Integration der behinderten Dehnung im Einzugsbereich des Risses gilt:

$$w_{\text{vorh}} = \frac{\sigma_{\text{W,u}}}{E_{\text{cm,W}}} \cdot 1,2 \cdot h_{\text{cr}} \quad (6.3)$$

w_{vorh}	berechnete Rissbreite
$\sigma_{\text{W,u}}$	Spannungsmaximum am Wandfuß
h_{cr}	Anrisshöhe
$E_{\text{cm,W}}$	statischer Elastizitätsmodul des Wandbetons

Mit zunehmender Anrisshöhe steigt der Rissabstand und somit die Rissbreite. Unter der Bedingung einer zulässigen Rissbreite könnte hieraus die maximal zulässige Anrisshöhe bestimmt werden. Für die maximal zulässige Anrisshöhe kann daher folgendes geschrieben werden:

$$h_{\text{cr,zul}} = \frac{w_{\text{zul}}}{1,2} \cdot \frac{E_{\text{cm,W}}}{\sigma_{\text{W,u}}} \quad (6.4)$$

$h_{\text{cr,zul}}$	maximal zulässige Anrisshöhe
w_{zul}	zulässige Rissbreite

Die zulässige Anrisshöhe steigt mit Abnahme der Spannung und könnte sogar die tatsächlich vorhandene Wandhöhe übersteigen. Dies bedeutet allerdings nur, dass die behinderte Dehnung im System so klein ist, dass selbst bei einem Durchriss keine Überschreitung der zulässigen Rissbreite zu erwarten ist. Für den Nachweis der zulässigen Rissbreite sind demzufolge kleine zulässige Anrisshöhen von Bedeutung, da diese aus einer großen behinderten Dehnung im System resultieren.

Kann nun gezeigt werden, dass die Spannung in der Risswurzel im gerissenen Zustand auf dieser Höhe $h_{\text{cr,zul}}$ kleiner ist, als das Spannungskriterium, dann würde der Riss spätestens auf dieser Höhe stehen bleiben und der Nachweis wäre erfüllt. Um eine anspruchsvolle Ermittlung von $\sigma^{\text{II}}(h_{\text{cr,zul}})$ zu vermeiden, kann $\sigma^{\text{II}}(h_{\text{cr,zul}})$ bis zu einer Höhe von $h_{\text{W}}/4$ auf der sicheren Seite mit $\sigma^{\text{I}}(h_{\text{cr,zul}})$ gleichgesetzt werden. Da σ^{I} zur Wandkrone hin stets kleiner wird, kann $\sigma^{\text{I}}(h_{\text{W}}/4)$ als Untergrenze für den Nachweis betrachtet werden. Die maßgebende Spannung im Nachweis nach Glg. (6.2) hat somit eine Größe von:

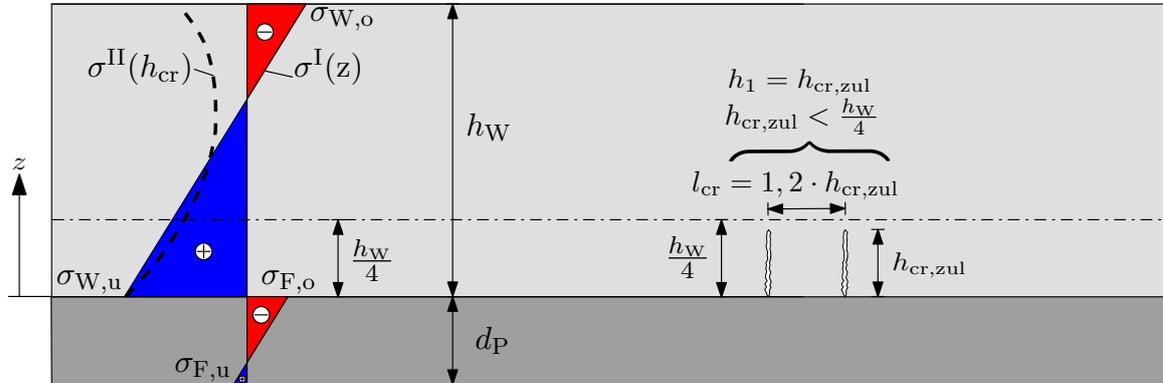
$$\sigma_{\text{c,design}} = \max \left(\sigma^{\text{I}}(h_{\text{cr,zul}}) ; \sigma^{\text{I}}(h_{\text{W}}/4) \right) \quad (6.5)$$

Als maßgebende Nachweisstelle wird die Höhe h_1 definiert. Hierfür gilt:

$$h_1 = \min \left(h_{\text{cr,zul}} ; \frac{h_{\text{W}}}{4} \right) \quad (6.6)$$

h_1	Höhe der Nachweisstelle
h_{W}	Wandhöhe

Die behinderte Dehnung ist im vorliegenden Fall so klein, dass immer die Untergrenze von $h_W/4$ maßgebend wird. Zum besseren Verständnis sind diese Überlegungen in Abb. 6.5 grafisch aufgearbeitet. Der horizontale Abstand der Risse korreliert mit der Risshöhe und wurde basierend auf den Untersuchungen von Schlicke (2014) mit $l_{cr} = 1,2 \cdot h_{cr,zul}$ festgelegt.



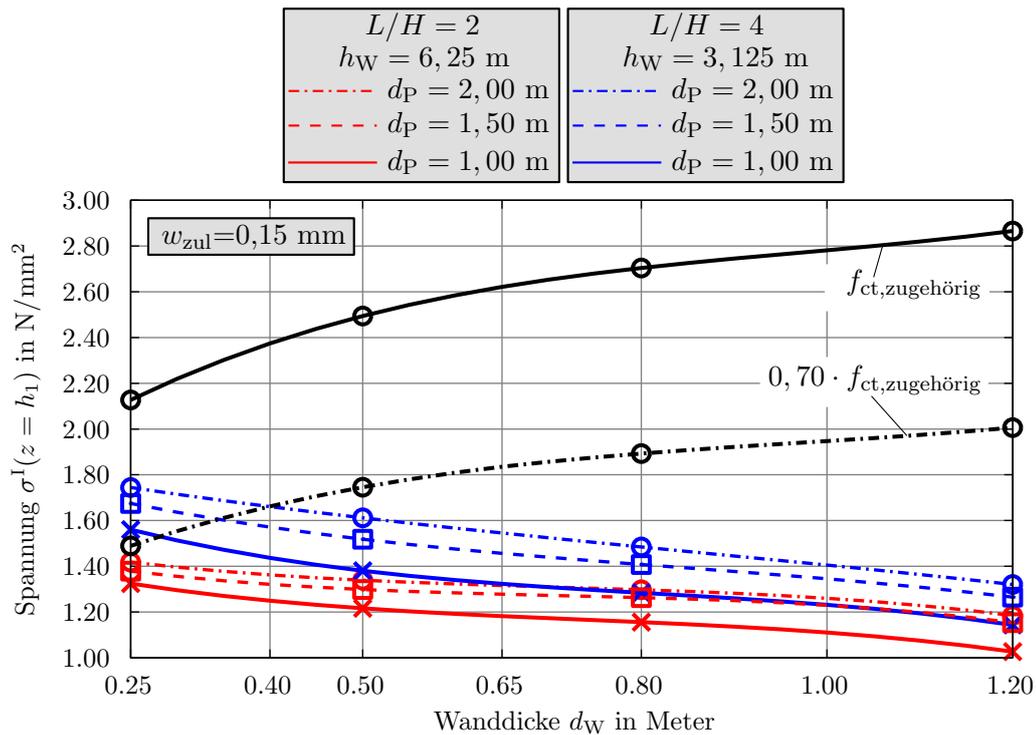
$\sigma^I(z)$... Spannungsverteilung im ungerissenen Zustand

$\sigma^{II}(h_{cr})$... Spannung an der Risswurzel im gerissenen Zustand

Abb. 6.5.: Spannungsverteilung im ungerissenen und gerissenen Zustand sowie Anrisshöhen und zugehöriger Rissabstände

In Abb. 6.6 sind das Spannungskriterium und die Spannungen auf der Höhe h_1 in Abhängigkeit der Wanddicke für eine zulässige Rissbreite von $w_{zul} = 0,15$ mm aufgetragen. Bei den Spannungsverläufen wird zwischen $L/H = 2$ und $L/H = 4$ sowie unterschiedlichen Bodenplattendicken differenziert.

Die Gefahr einer Trennrissbildung nimmt mit zunehmender Wanddicke ab und steigt mit zunehmender Bodenplattendicke wieder an. Das Zugspannungsmaximum wird mit zunehmender Wanddicke zeitlich gesehen später erreicht. Folglich nimmt die zugehörige Zugfestigkeit bei dickeren Wänden einen höheren Wert an. Ab Wanddicken von 0,40 m kann für sämtliche Systeme eine bemessungsrelevante Trennrissbildung ausgeschlossen werden. Bei schmäleren Wanddicken kann durchaus eine Trennrissgefahr bestehen, was allerdings auf die hier sehr dicken Bodenplatten von $d_P > 1,0$ m und den damit verbundenen großen Behinderungsgrad verbunden ist.

Abb. 6.6.: Beurteilung der Trennrissgefahr anhand der Spannung auf der Höhe h_1

6.3. Vorschlag für die Bewehrung von Bauteilen ohne Makrorissgefahr

Wie in den vorangegangenen Abschnitten gezeigt, kann bei den untersuchten Fällen zumeist eine bemessungsrelevante Makrorissbildung ausgeschlossen werden. Eine aktive Rissbreitenbegrenzung mit Bewehrung ist in solchen Fällen nicht erforderlich.

Die behinderte Dehnung im Bauteil bzw. im Einzugsbereich eines Anrisses ist stets so klein, dass eine Verletzung des Rissbreitenkriteriums nicht zu erwarten ist. Etwaige Rissbildung wird unter diesen Bedingungen nicht von der vorhandenen Bewehrung gesteuert, sondern findet ausschließlich geometrisch statt. In diesen Fällen ist allerdings eine Mindestbewehrung zur Sicherstellung einer robusten Oberflächenzone zu empfehlen. Gemäß der Oberflächenbewehrung im Brückenbau könnte diese festgelegt werden mit:

$$a_{s,\min} = \frac{f_{ctm} \cdot 2,5 \cdot d_1}{f_{yk}} \quad (6.7)$$

- f_{ctm} mittlere Zugfestigkeit des Betons
- f_{yk} Streckgrenze des Bewehrungsstahls
- d_1 Randabstand zum Schwerpunkt der Bewehrung

Für übliche Randbedingungen von Weißen Wannen hätte diese Bewehrung ein Größenordnung von $\varnothing 12/15 \text{ cm}$.

7. Zusammenfassung und Ausblick

Diese Arbeit betrachtet die erhärtungsbedingten Beanspruchungen von Weißen Wannen. Erhär- tungsbedingte Beanspruchungen können bei Weißen Wannen zu Rissen führen und folglich die Dichtheit von diesen Konstruktionen gefährden. Diese Zwangbeanspruchungen übersteigen in be- stimmten Bereichen die Lastbeanspruchungen und sind bemessungsrelevant. Betroffen ist hiervon insbesondere die Querbewehrung an der Bodenplattenoberseite sowie die Horizontalbewehrung in der Wand. Eine konsequente Umsetzung der Regelungen zur Mindestbewehrung gemäß EN- 1992-1-1 (2011) würde hier zu sehr hohen Bewehrungsgehalten führen, deren Notwendigkeit in der Praxis nicht bestätigt werden kann. Diesem Umstand wird in der aktuellen ÖBV-Richtlinie „Weiße Wannen“ durch deutlich geringeren Bewehrungsempfehlungen entgegengetreten.

Durch die Entwicklung neuer Betone (BS1opt) kann für diese Anwendung die erhärtungsbedingte Zwangbeanspruchung mittlerweile soweit reduziert werden, dass die befürchtete Rissbildung i. d. R. ausgeschlossen werden kann.

Diese Arbeit beschäftigt sich mit der Berücksichtigung dieser Entwicklung bei der Tragwerkspla- nung von Weißen Wannen. Neben einer ausführlichen Literaturrecherche zum Bemessungskonzept mit Rissindex und einer Anpassung des Materialmodells der TU Graz an die derzeit bekann- ten Eigenschaften des BS1opt, beinhaltet diese Arbeit eine numerische Parameterstudie zu üblichen Bauteilgeometrien sowie eine Auswertung der Ergebnisse hinsichtlich der Möglichkeit zur Bemessung ohne rissbreitenbegrenzende Bewehrung. Die Literaturrecherche ergab, dass die verschiedenen Konzepte zum Rissindex eher als Näherungslösung verstanden werden müssen, da die Beurteilung der Rissgefahr nur auf der Grundlage von lokalen Betrachtungen im Quer- schnitt erfolgt. Demgegenüber liefert das verformungsbasierte Nachweiskonzept - Modell TU Graz mechanisch konsistente Ergebnisse.

Dieses Nachweiskonzept wurde zum Teil auch bei der in dieser Arbeit durchgeführten numerischen Parameterstudie von Weißen Wannen verwendet. Die Parameterstudie umfasst die für Weiße Wannen maßgebenden Bauteilsituationen einer Bodenplatte und eines Wand-Fundament Systems. Dabei wurden geometrische Einflussgrößen wie die Bodenplattendicke, die Wanddicke sowie die Wandhöhe variiert. Als Material fungierte der optimierte Weiße Wannen Beton BS1opt. Die Parameterstudie hat gezeigt, dass durch die begrenzten Bauteilabmessungen in der ÖBV- Richtlinie „Weiße Wannen“ (Dehnfugenabstand, etc.) eine bemessungsrelevante Rissbildung i. d. R. ausgeschlossen werden kann.

Basierend auf diesen Ergebnissen wurde ein effizienter Bemessungsansatz auf Grundlage des Makrorissindex entwickelt. Hierbei wird die Makrorissgefahr getrennt für Bodenplatten und Wand-Fundament Systeme anhand von Diagrammen beurteilt. In diesen sind die maßgebende Zwangbeanspruchung und die zum Risszeitpunkt vorhandenen Zugfestigkeit dargestellt. Das Ver-

hältnis aus maßgebender Zwangbeanspruchung und Zugfestigkeit wird mit einem Biegerissindex bei Bodenplatten bzw. mit einem Trennrissindex bei Wand-Fundament Systemen verglichen. Der Wert für den Biege- und Trennrissindex von 0,70 bezieht sich auf den bisherigen Überlegungen zu dem in der Praxis angewendeten Rissindex. Da im Nachweiskonzept Makrorissindex die Beurteilung der Makrorissbildung jedoch auf Querschnittsebene erfolgt, wäre für den Biege- und Trennrissindex durchaus ein Wert von 0,80 gerechtfertigt.

Insgesamt zeigen die Ergebnisse dieser Arbeit, dass bei Anwendung des optimierten Weißen Wannen Betons BS1opt in den Rahmenbedingungen der Parameterstudie (Geometrieabmessungen, klimatische Randbedingungen, Materialmodell, etc.) eine bemessungsrelevante Rissbildung ausgeschlossen werden kann. Einzige Ausnahme bilden sehr dünne Wände ($d_W < 0,40$ m) auf sehr dicken Bodenplatten ($d_P > 1,0$ m) mit $L/H > 2$.

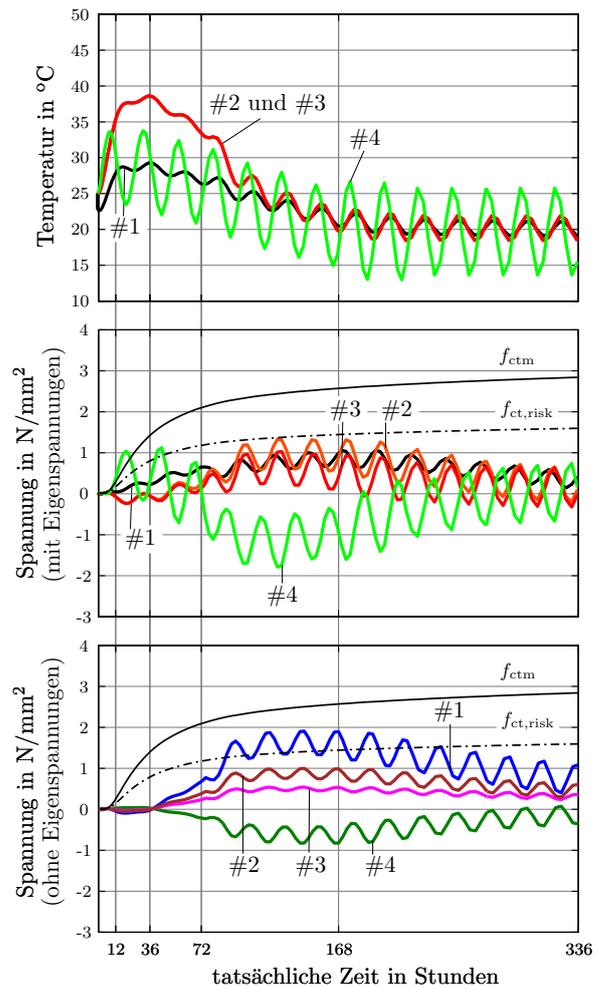
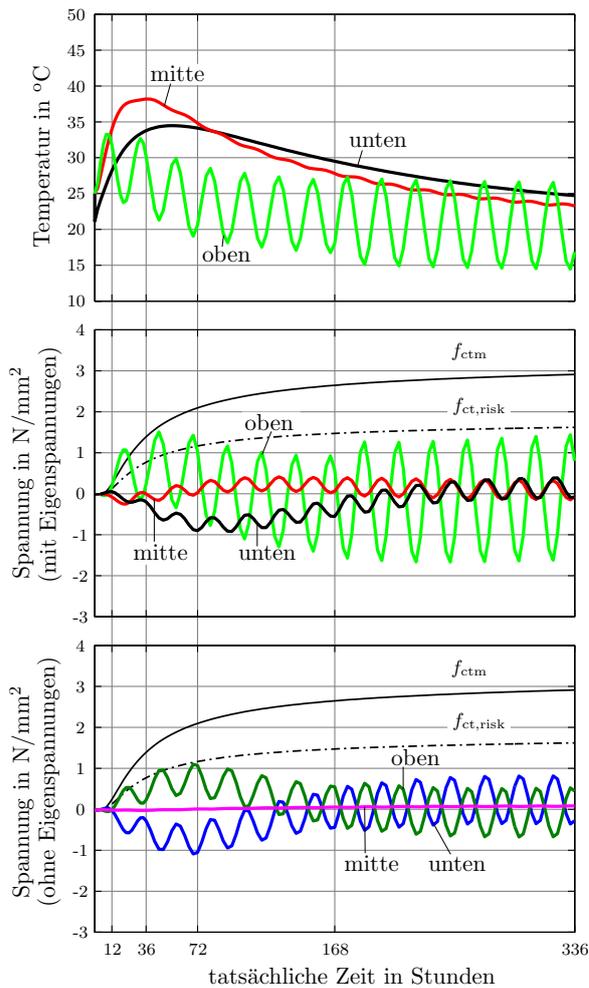
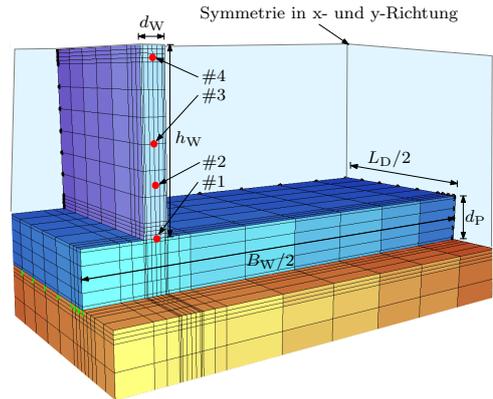
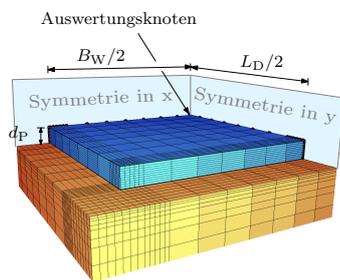
In den Fällen, bei denen bemessungsrelevante Rissbildung ausgeschlossen werden kann, wird in der vorliegenden Arbeit eine Mindestbewehrung zur Sicherstellung einer robusten Oberflächenzone empfohlen. Im Grenzfall, wenn Rissbildung bemessungsrelevant wird, kann derzeit nur auf die Anwendung des verformungsbasierten Nachweiskonzeptes - Modell TU Graz verwiesen werden. Für eine Bemessung auf Grundlage der Ermittlung von Zwangsschnittgrößen könnte ein analytischer Ansatz, so wie in Schlicke (2014) aufgezeigt, an die Eigenschaften des optimierten Weißen Wannen Betons BS1opt angepasst werden. Die Ergebnisse der vorliegenden Arbeit bieten hierfür bereits heute eine Datenbasis zur Kalibrierung der Bemessungsformeln.

A. Datenblätter

Auf den nachfolgenden Seiten werden die Ergebnisse aller 18 Berechnungsmodelle der verschiedenen Wand-Fundament Systeme, welche im Zuge der numerischen Parameterstudie untersucht wurden, auf einzelnen Datenblättern dargestellt. Die Datenblätter umfassen auch die Ergebnisse der zum System zugehörigen Bodenplatte.

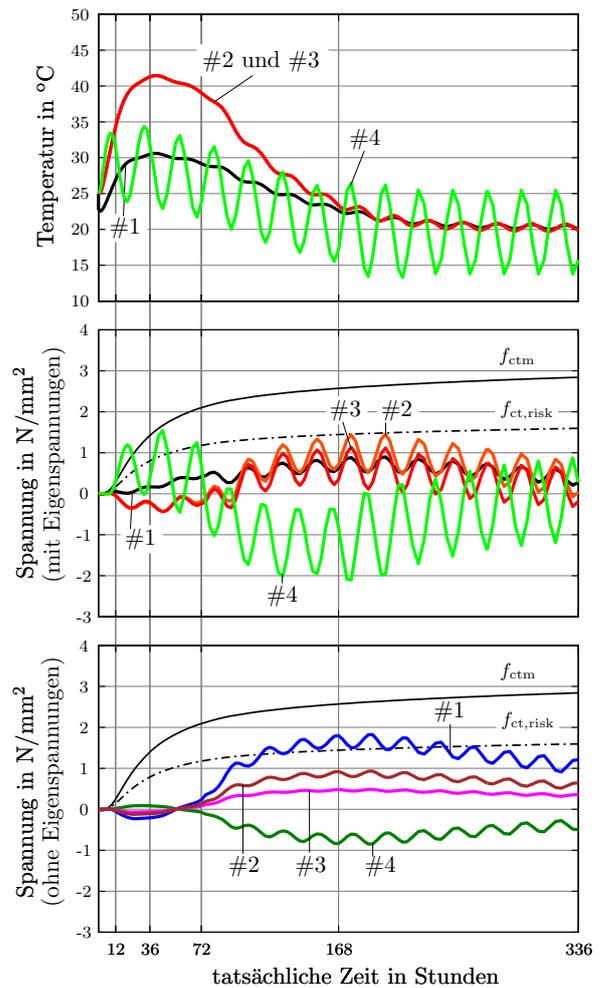
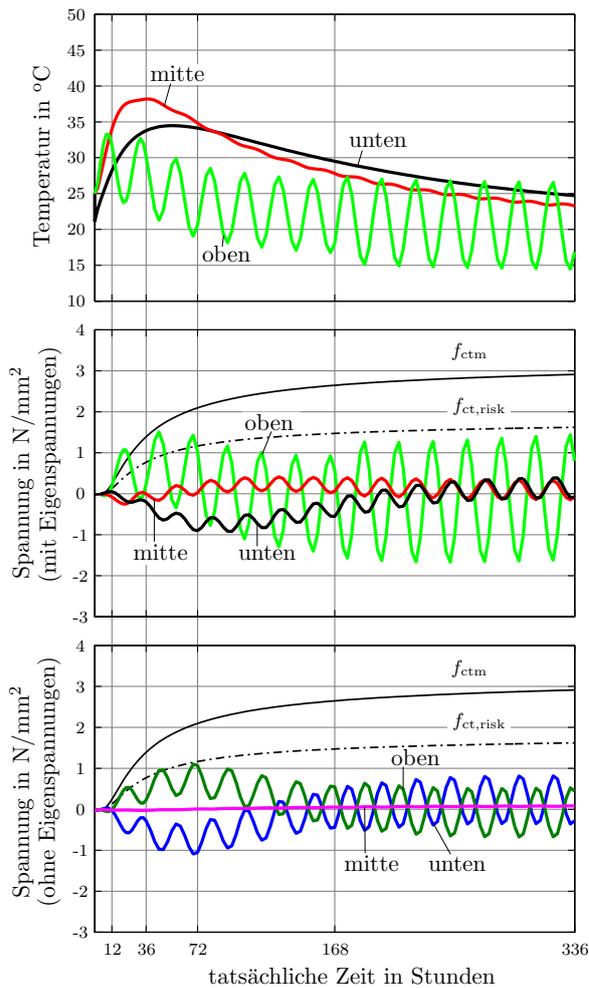
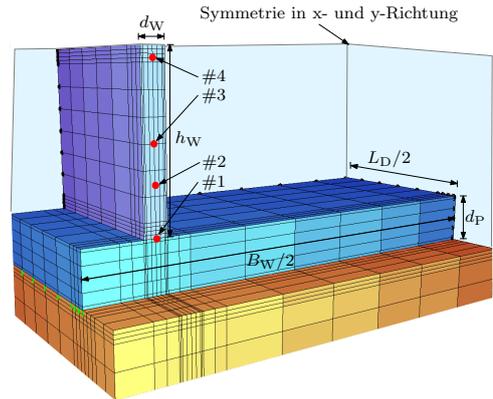
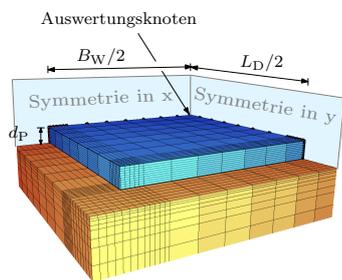
Wand 1

Parameter	Formelzeichen	Größe	Einheit
Dehnfugenabstand	L_D	12,50	[m]
Wannenbreite	B_W	36,00	[m]
Bodenplattendicke	d_P	1,00	[m]
Wanddicke	d_W	0,50	[m]
Wandhöhe	h_W	6,25	[m]



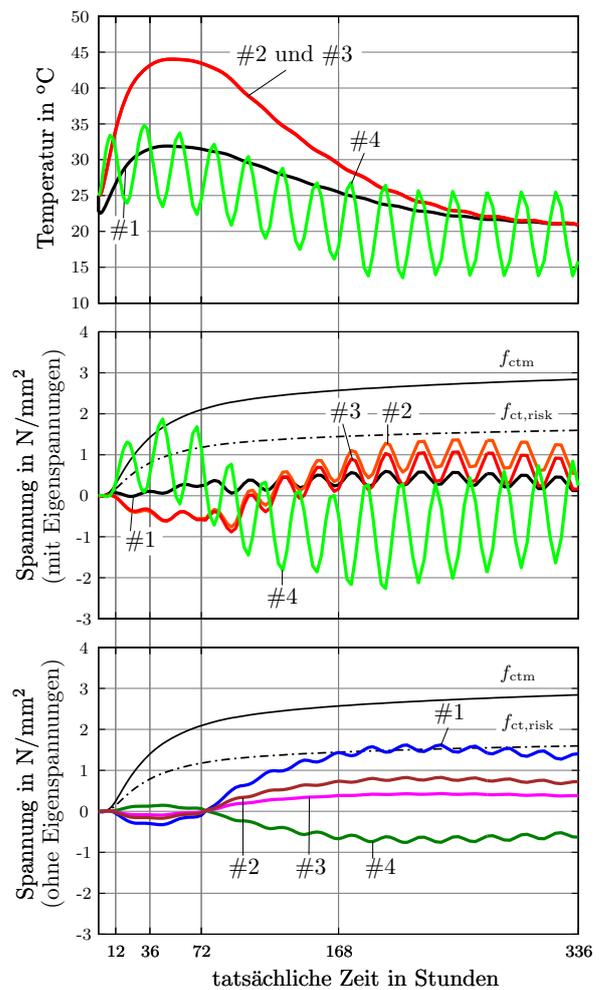
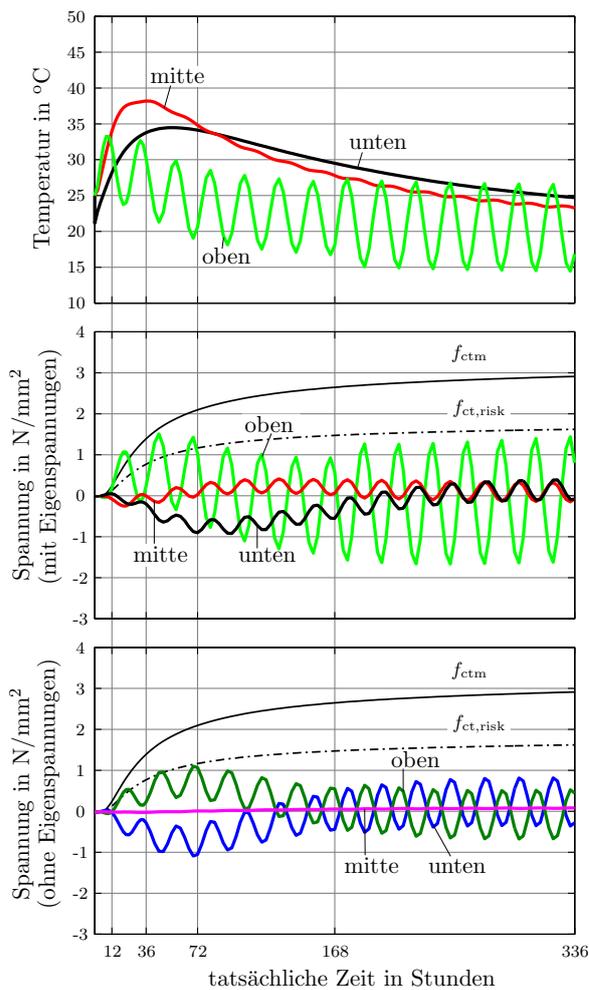
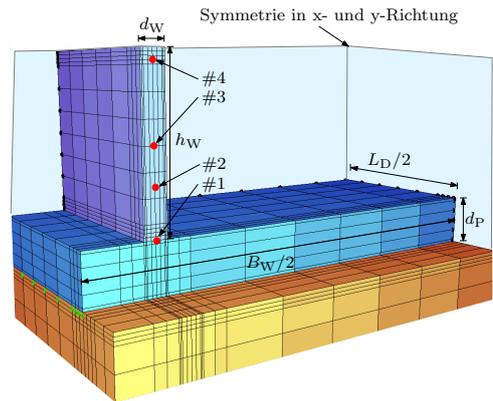
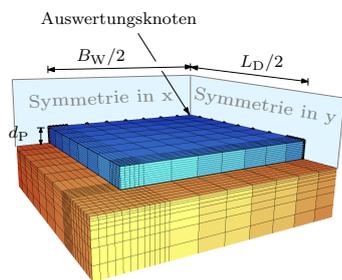
Wand 2

Parameter	Formelzeichen	Größe	Einheit
Dehnfugenabstand	L_D	12,50	[m]
Wannenbreite	B_W	36,00	[m]
Bodenplattendicke	d_P	1,00	[m]
Wanddicke	d_W	0,80	[m]
Wandhöhe	h_W	6,25	[m]



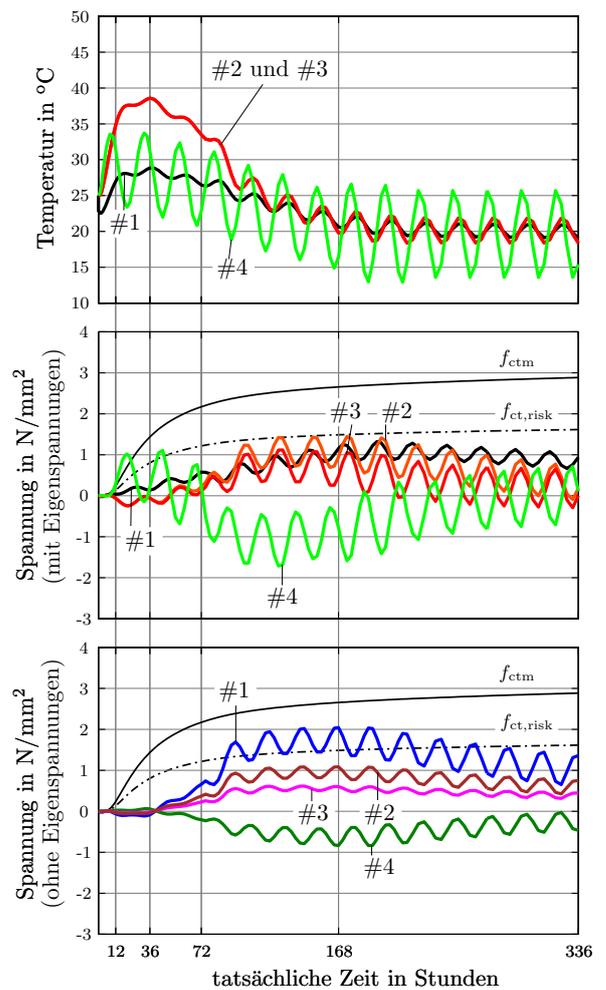
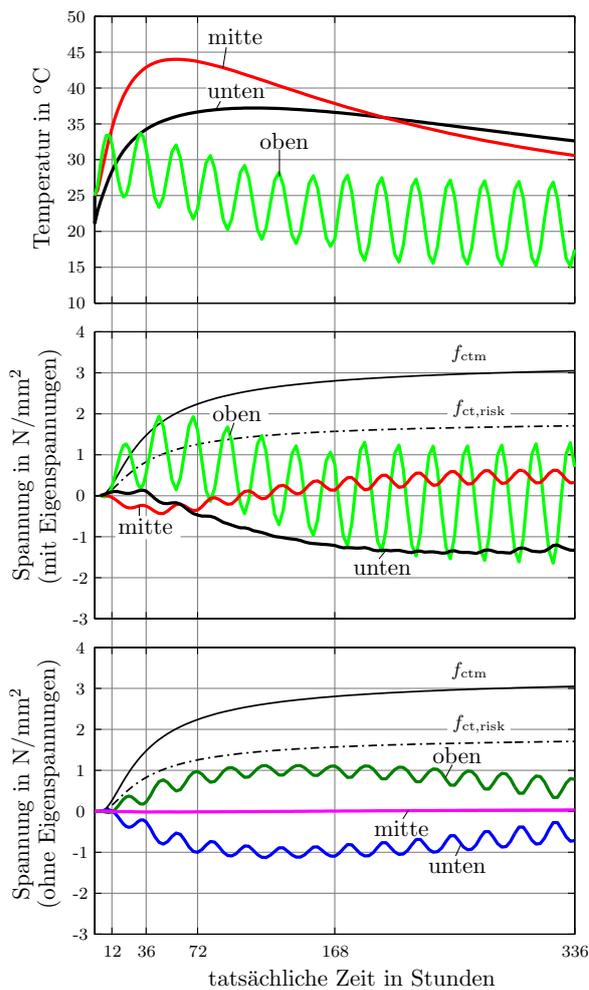
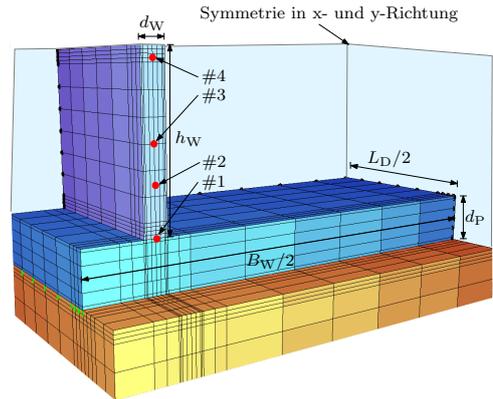
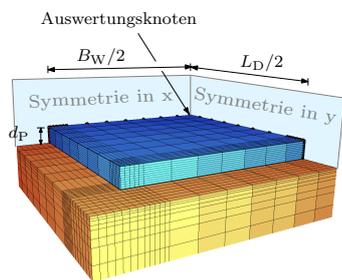
Wand 3

Parameter	Formelzeichen	Größe	Einheit
Dehnfugenabstand	L_D	12,50	[m]
Wannenbreite	B_W	36,00	[m]
Bodenplattendicke	d_P	1,00	[m]
Wanddicke	d_W	1,20	[m]
Wandhöhe	h_W	6,25	[m]



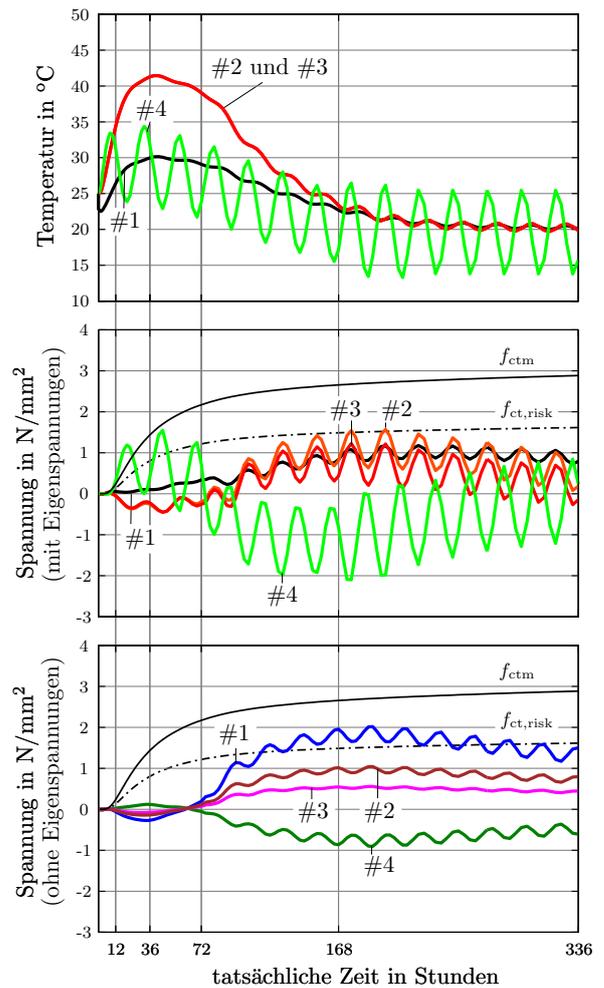
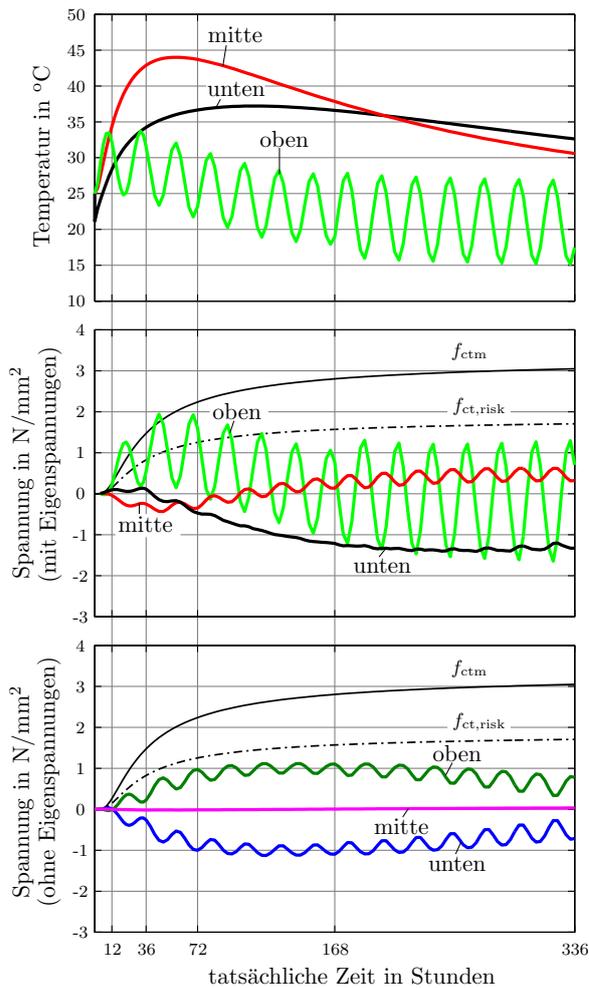
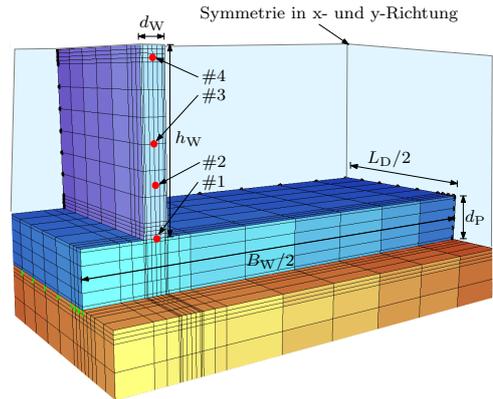
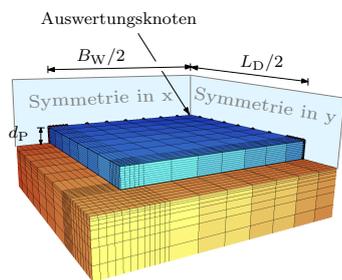
Wand 4

Parameter	Formelzeichen	Größe	Einheit
Dehnfugenabstand	L_D	12,50	[m]
Wannenbreite	B_W	36,00	[m]
Bodenplattendicke	d_P	1,80	[m]
Wanddicke	d_W	0,50	[m]
Wandhöhe	h_W	6,25	[m]



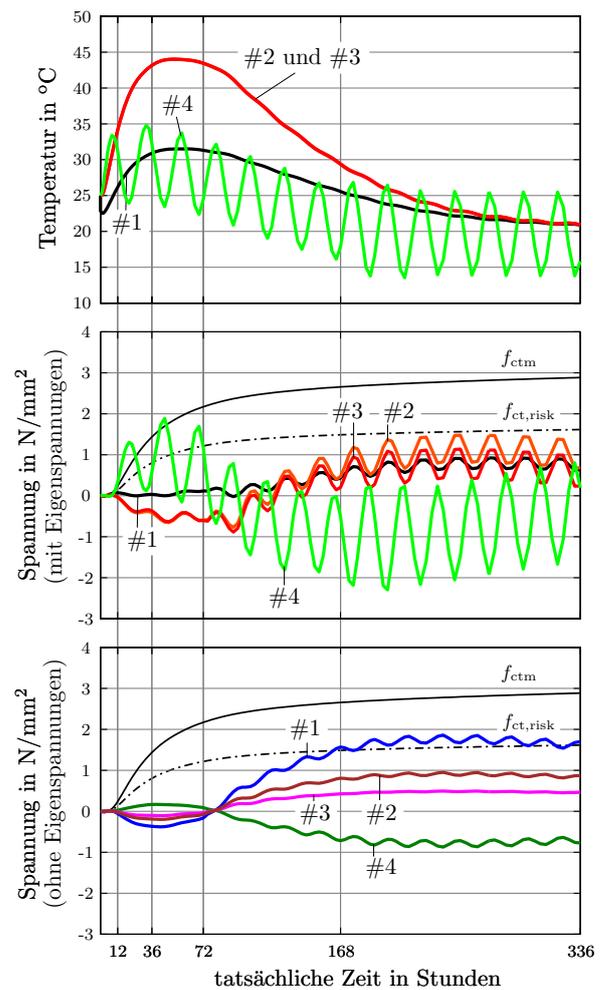
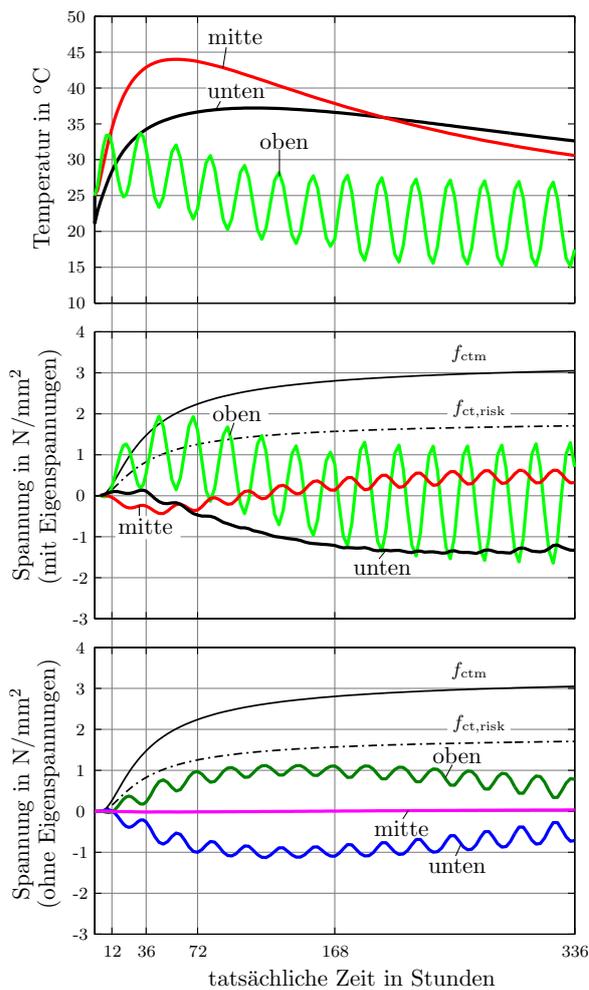
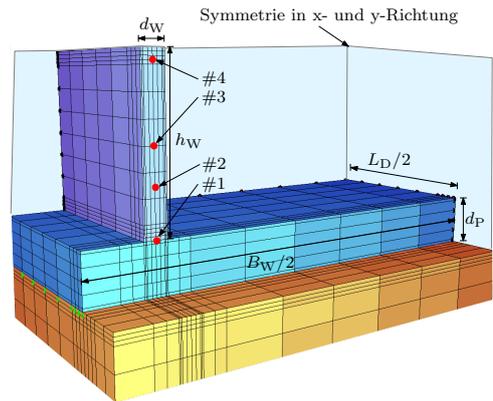
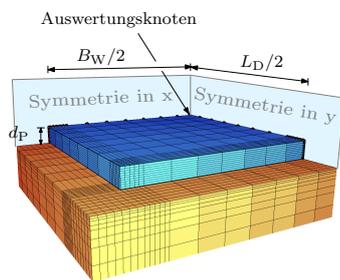
Wand 5

Parameter	Formelzeichen	Größe	Einheit
Dehnfugenabstand	L_D	12,50	[m]
Wannenbreite	B_W	36,00	[m]
Bodenplattendicke	d_P	1,80	[m]
Wanddicke	d_W	0,80	[m]
Wandhöhe	h_W	6,25	[m]



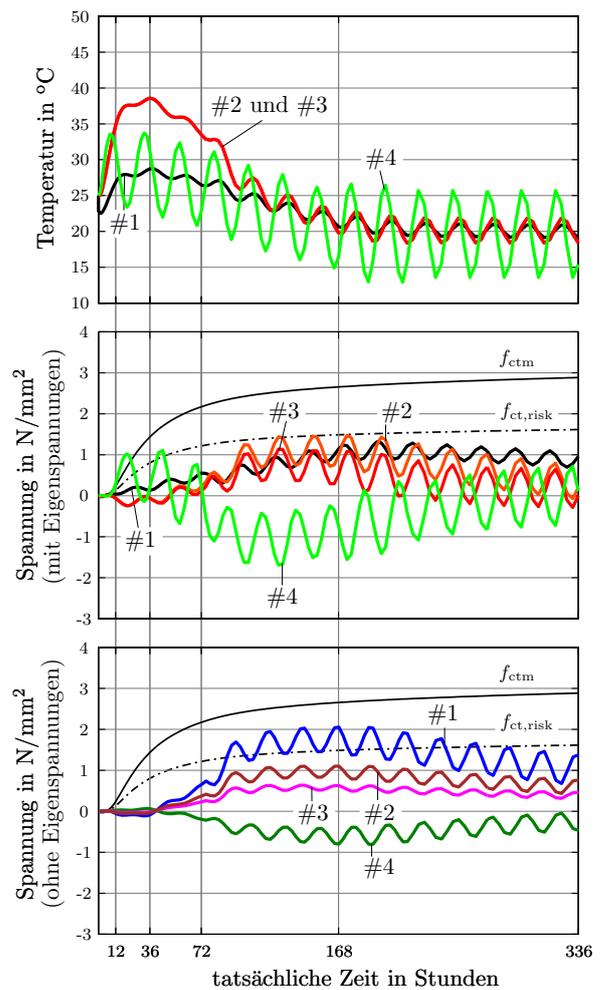
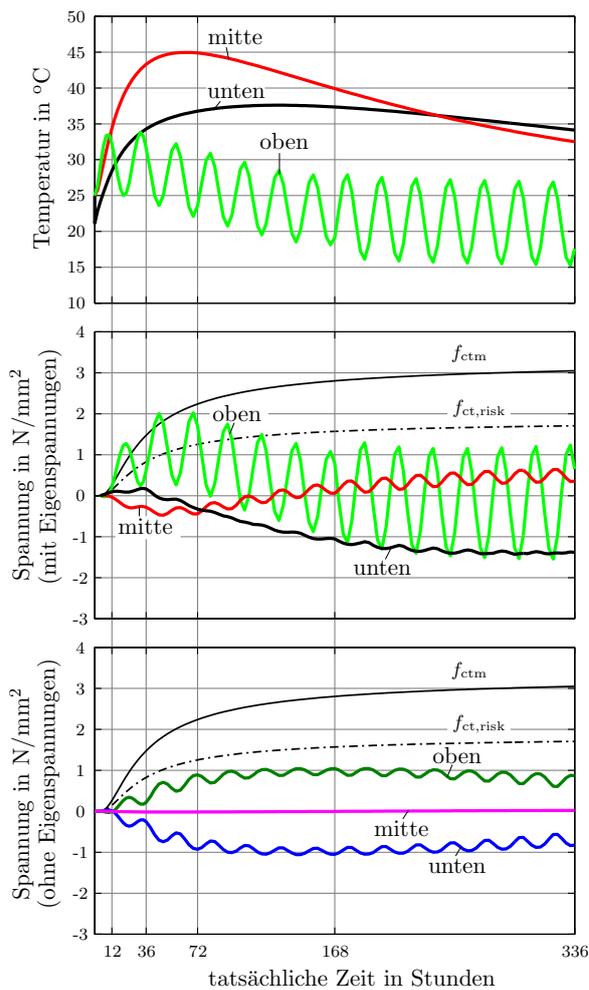
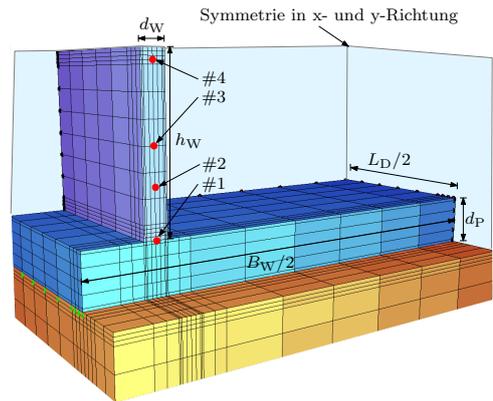
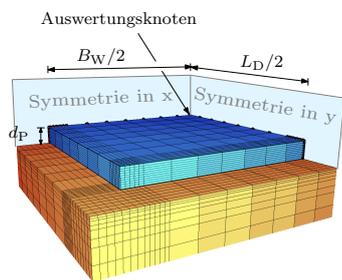
Wand 6

Parameter	Formelzeichen	Größe	Einheit
Dehnfugenabstand	L_D	12,50	[m]
Wannenbreite	B_W	36,00	[m]
Bodenplattendicke	d_P	1,80	[m]
Wanddicke	d_W	1,20	[m]
Wandhöhe	h_W	6,25	[m]



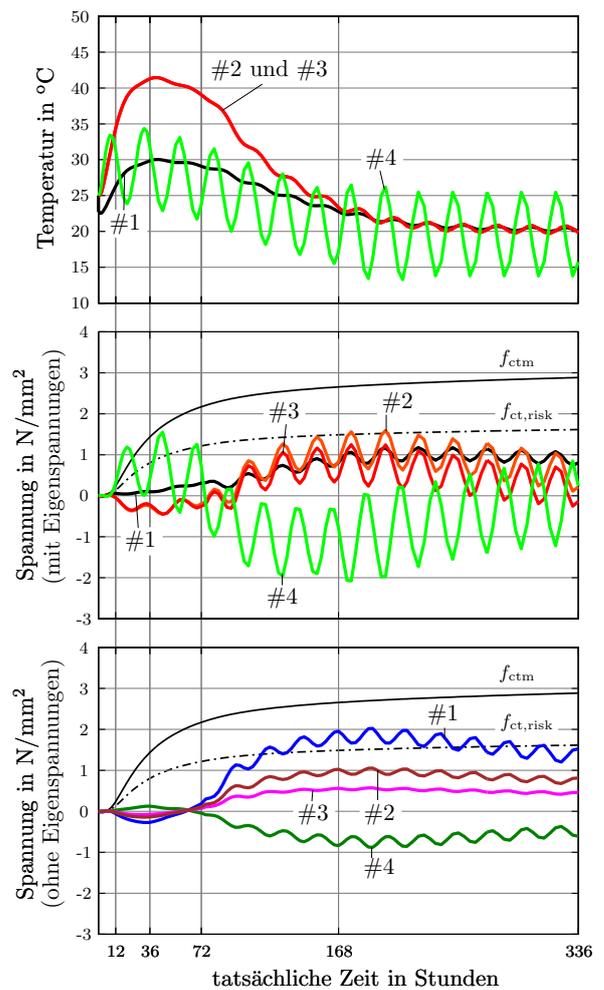
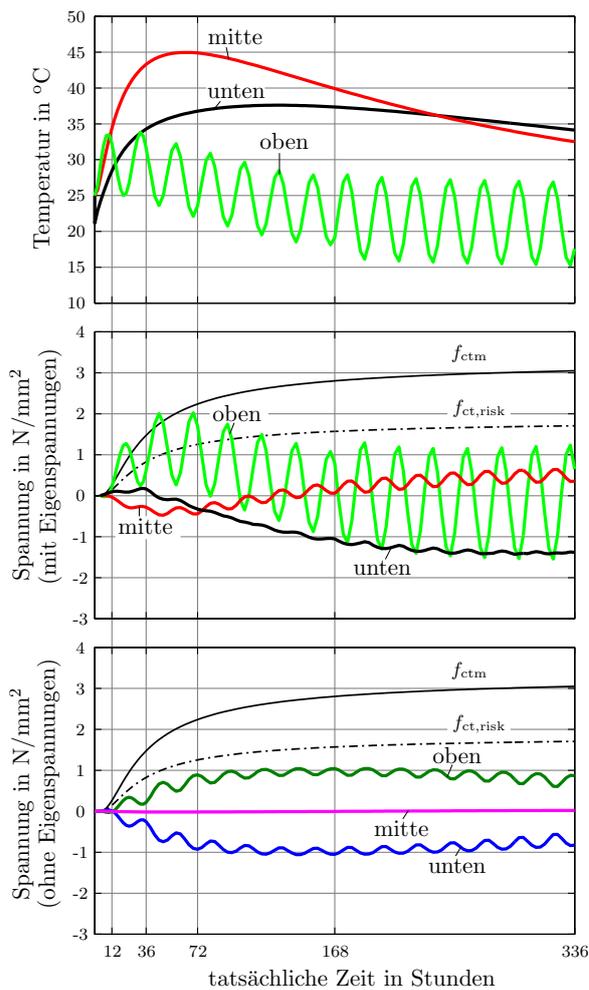
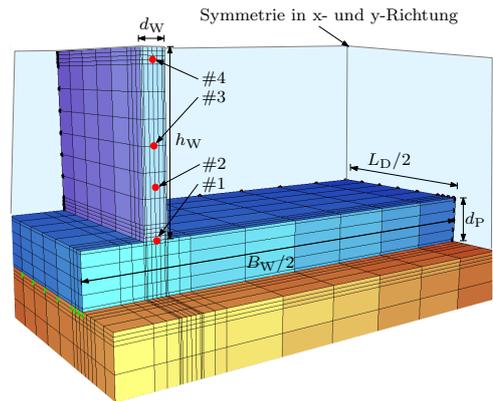
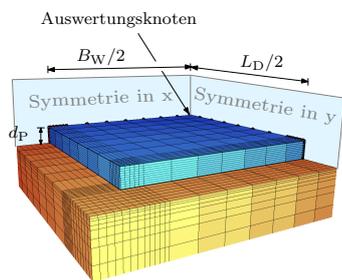
Wand 7

Parameter	Formelzeichen	Größe	Einheit
Dehnfugenabstand	L_D	12,50	[m]
Wannenbreite	B_W	36,00	[m]
Bodenplattendicke	d_P	2,00	[m]
Wanddicke	d_W	0,50	[m]
Wandhöhe	h_W	6,25	[m]



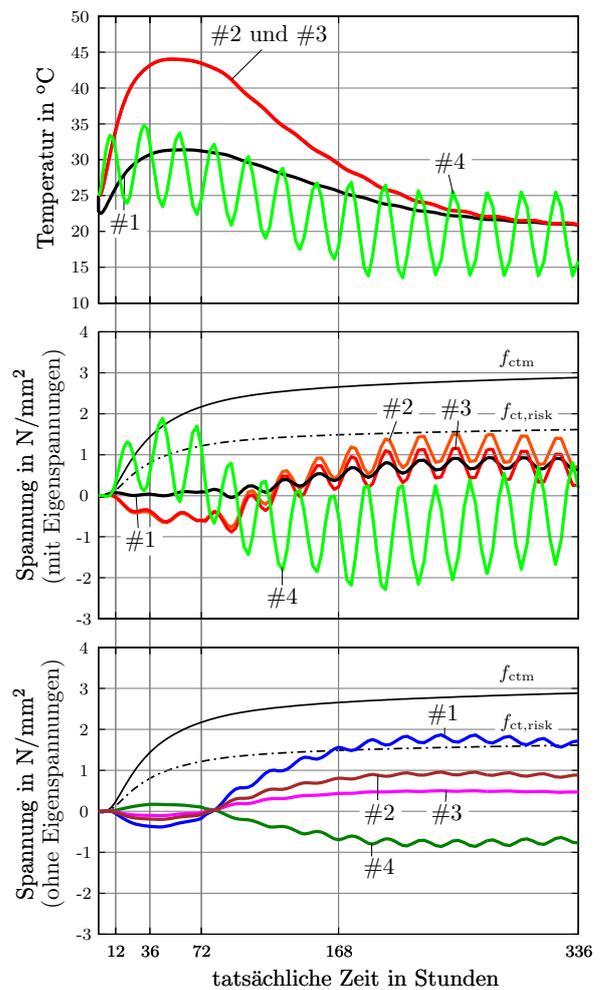
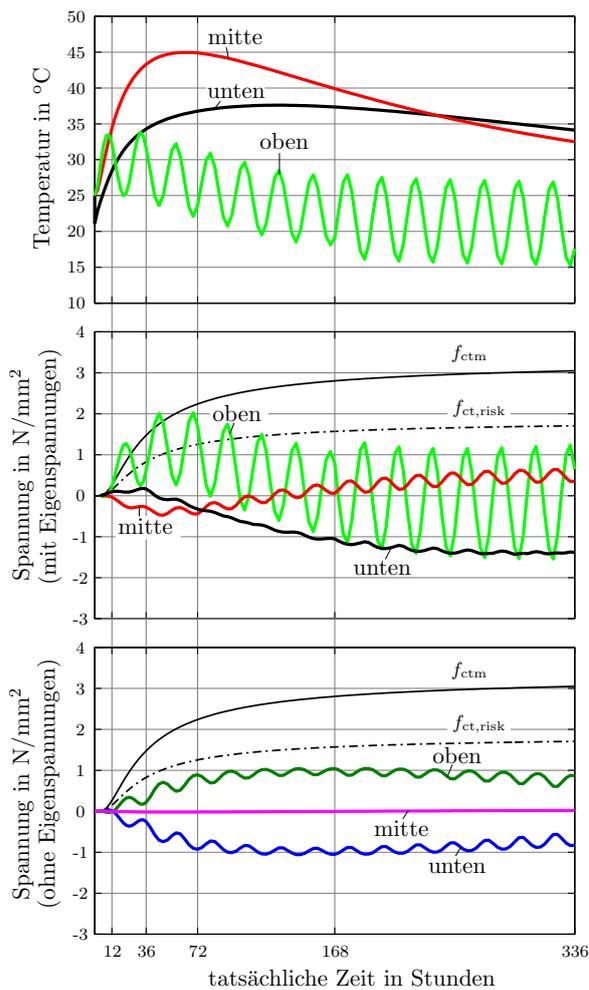
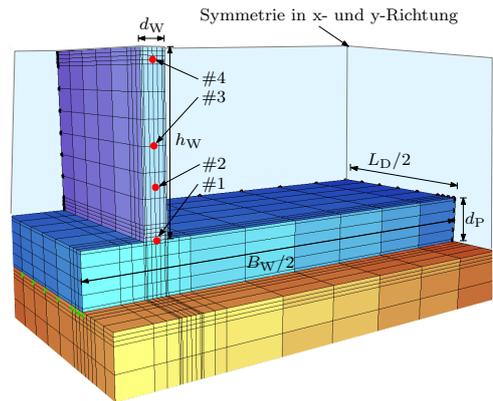
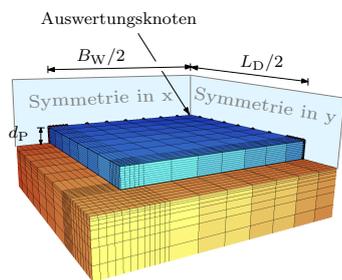
Wand 8

Parameter	Formelzeichen	Größe	Einheit
Dehnfugenabstand	L_D	12,50	[m]
Wannenbreite	B_W	36,00	[m]
Bodenplattendicke	d_P	2,00	[m]
Wanddicke	d_W	0,80	[m]
Wandhöhe	h_W	6,25	[m]



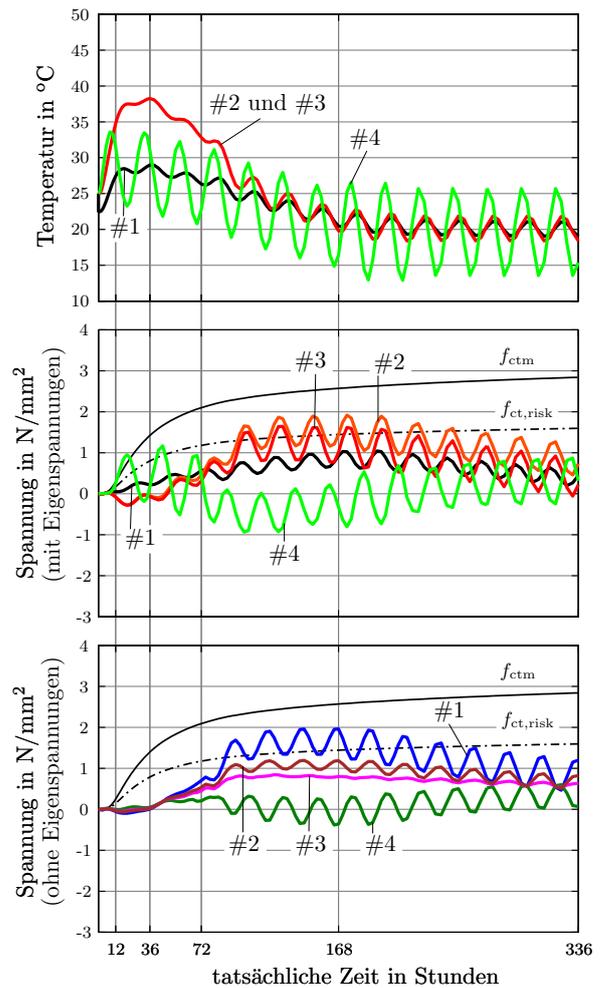
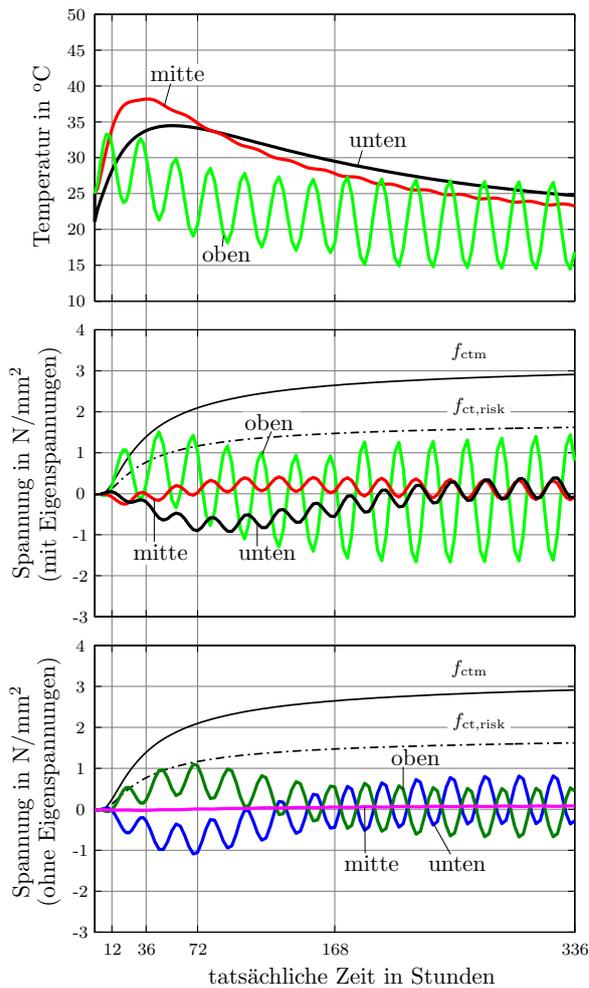
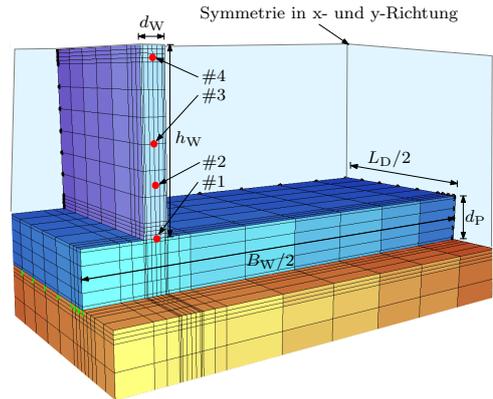
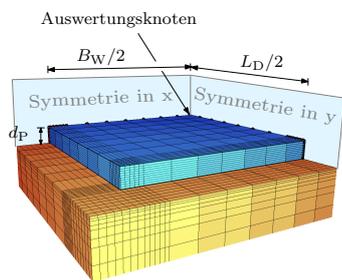
Wand 9

Parameter	Formelzeichen	Größe	Einheit
Dehnfugenabstand	L_D	12,50	[m]
Wannenbreite	B_W	36,00	[m]
Bodenplattendicke	d_P	2,00	[m]
Wanddicke	d_W	1,20	[m]
Wandhöhe	h_W	6,25	[m]



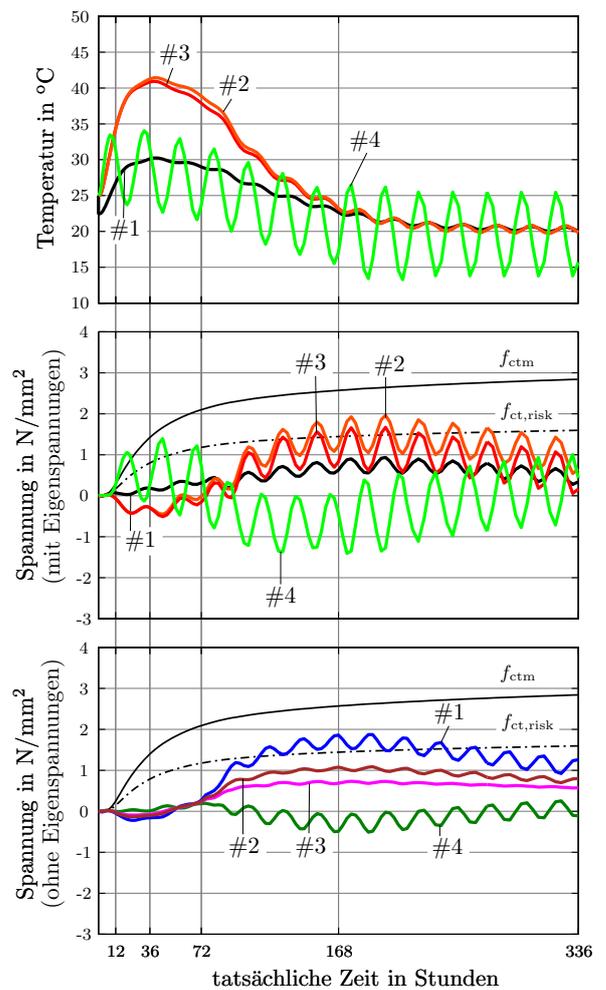
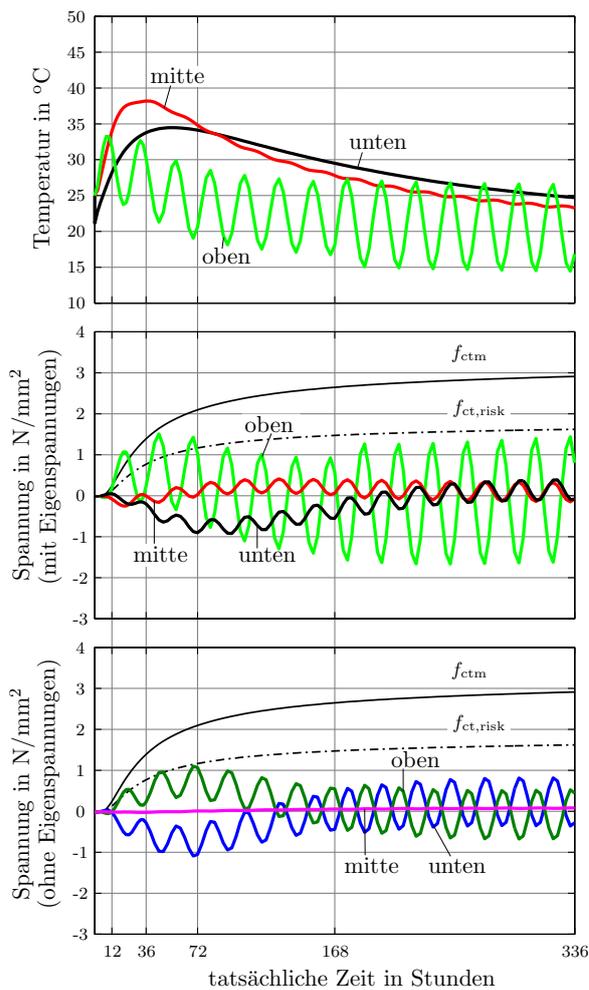
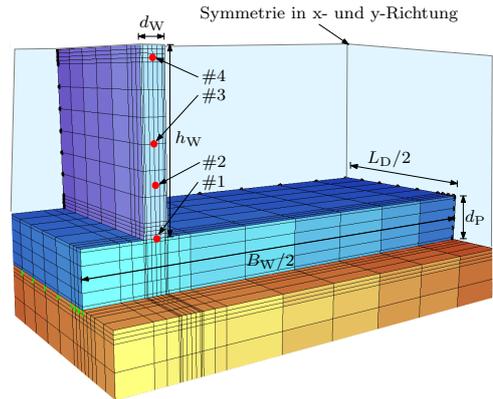
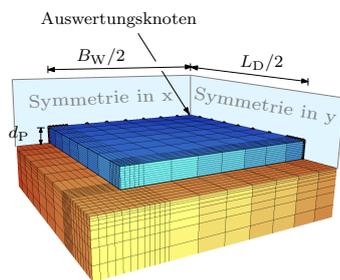
Wand 10

Parameter	Formelzeichen	Größe	Einheit
Dehnfugenabstand	L_D	12,50	[m]
Wannenbreite	B_W	36,00	[m]
Bodenplattendicke	d_P	1,00	[m]
Wanddicke	d_W	0,50	[m]
Wandhöhe	h_W	3,125	[m]



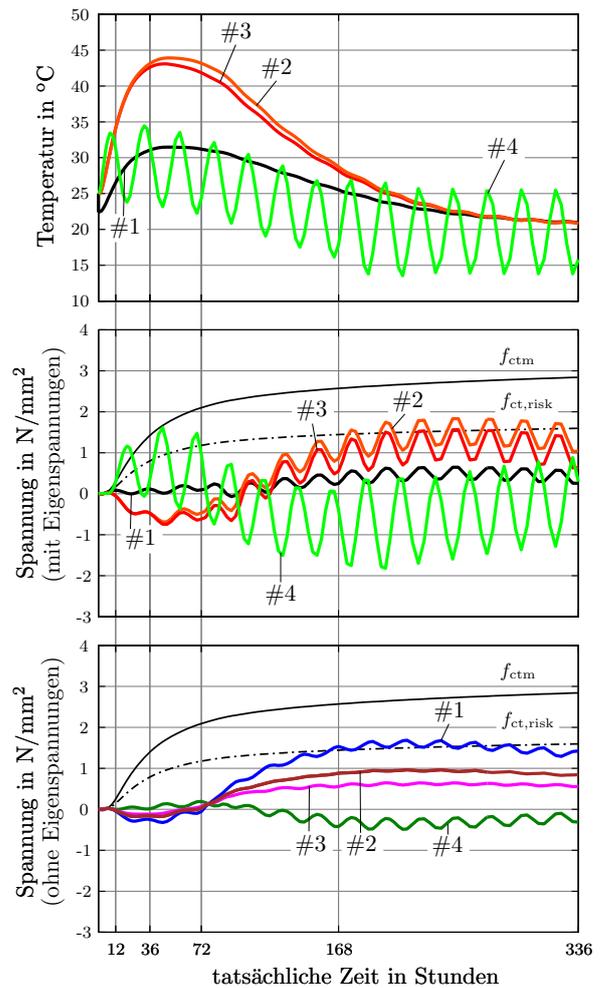
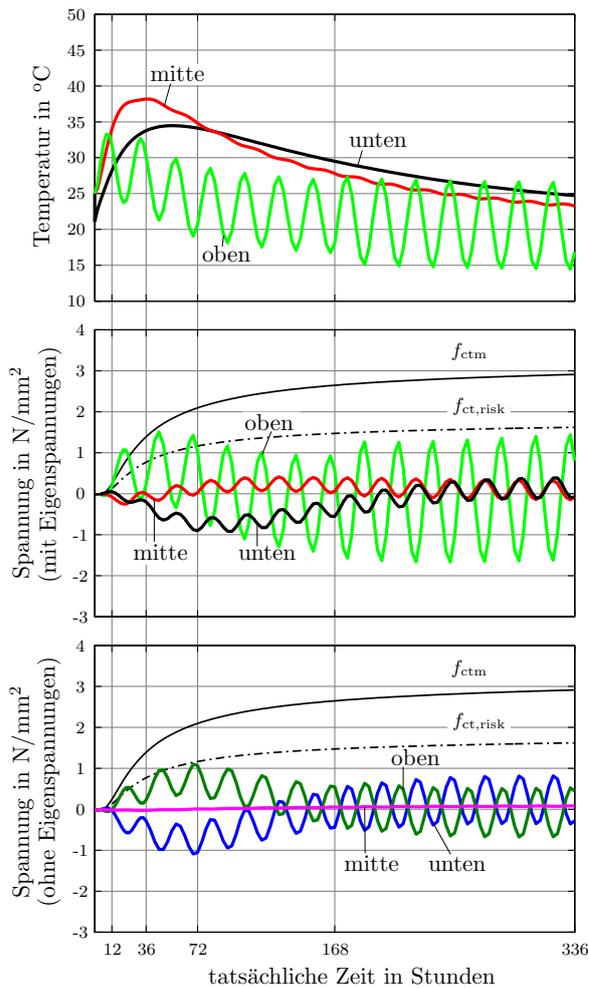
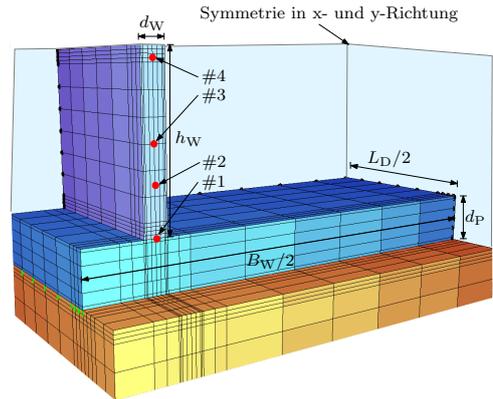
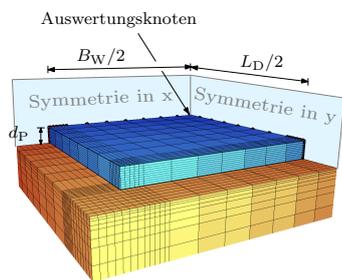
Wand 11

Parameter	Formelzeichen	Größe	Einheit
Dehnfugenabstand	L_D	12,50	[m]
Wannenbreite	B_W	36,00	[m]
Bodenplattendicke	d_P	1,00	[m]
Wanddicke	d_W	0,80	[m]
Wandhöhe	h_W	3,125	[m]



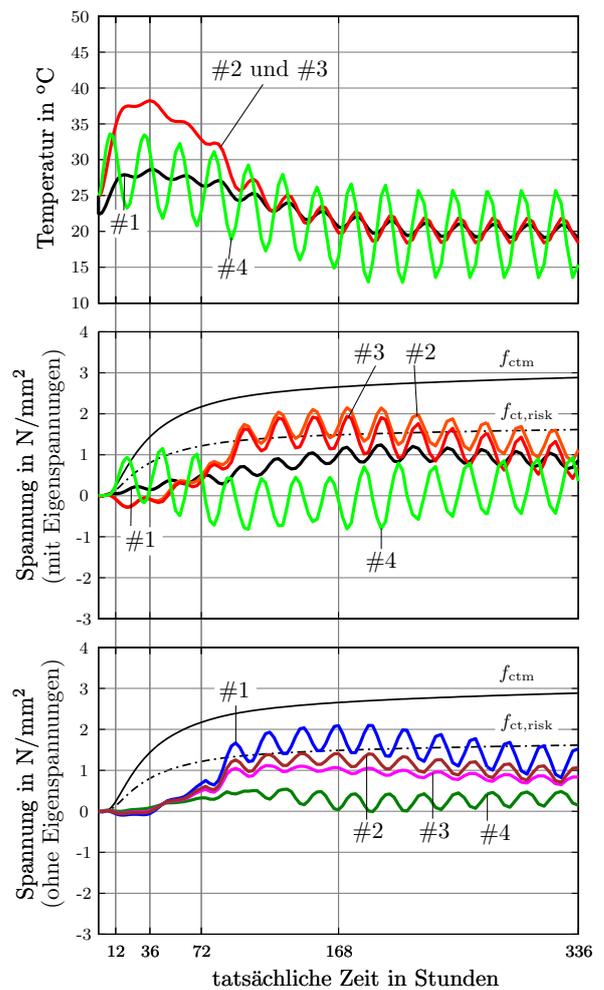
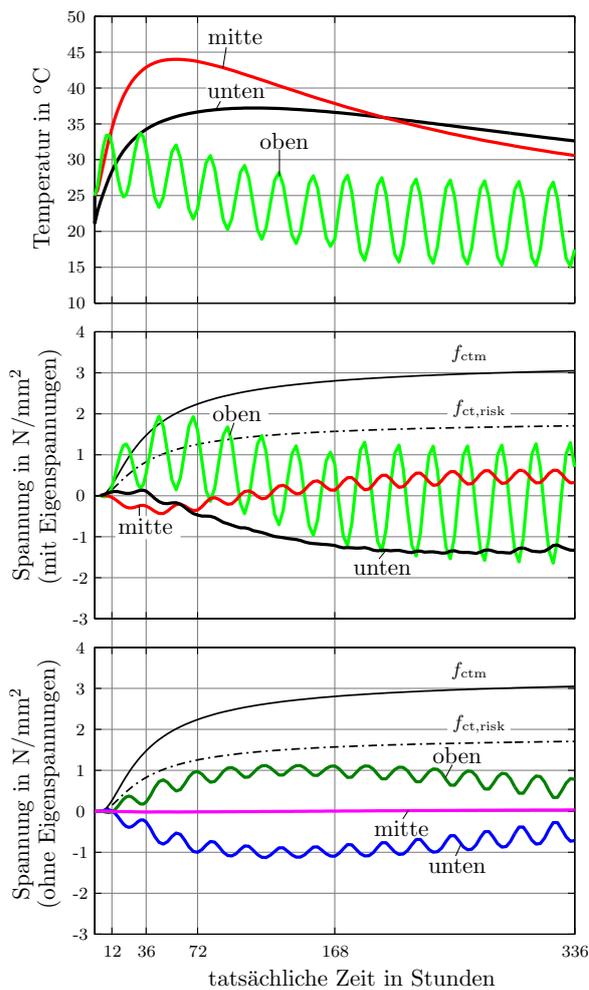
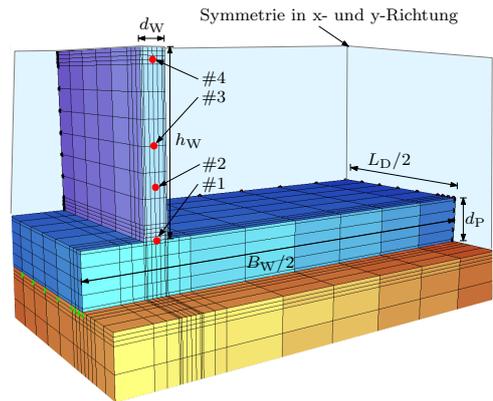
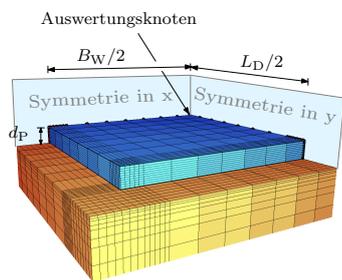
Wand 12

Parameter	Formelzeichen	Größe	Einheit
Dehnfugenabstand	L_D	12,50	[m]
Wannenbreite	B_W	36,00	[m]
Bodenplattendicke	d_P	1,00	[m]
Wanddicke	d_W	1,20	[m]
Wandhöhe	h_W	3,125	[m]



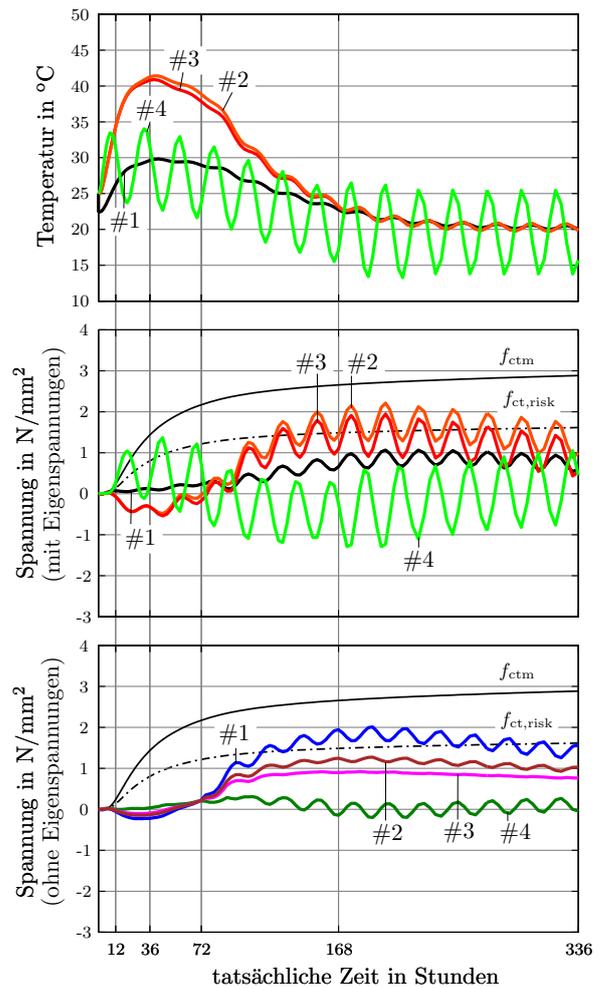
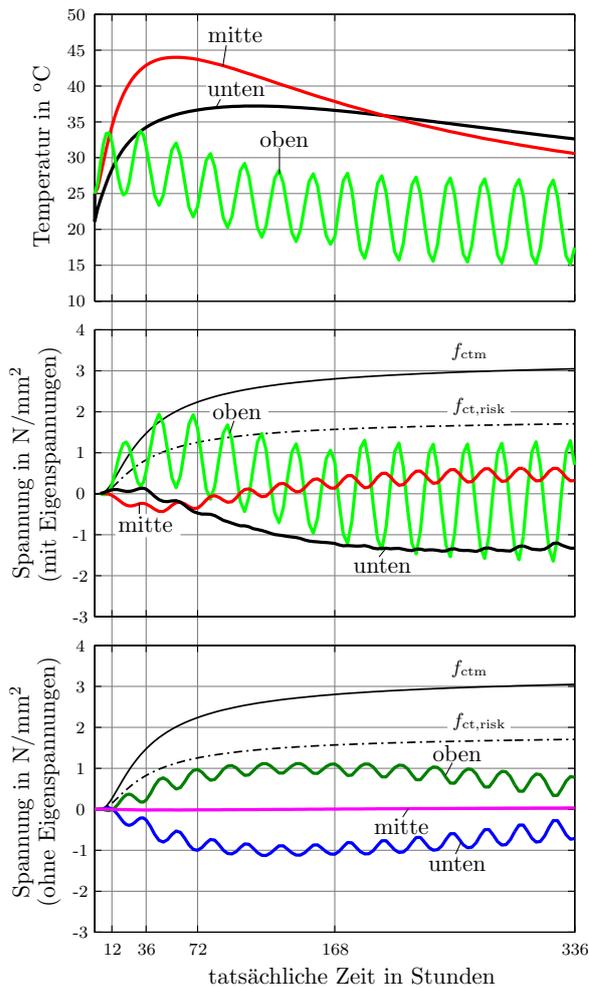
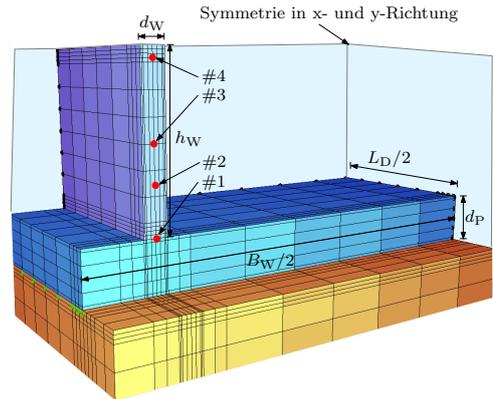
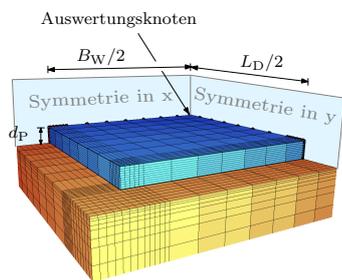
Wand 13

Parameter	Formelzeichen	Größe	Einheit
Dehnfugenabstand	L_D	12,50	[m]
Wannenbreite	B_W	36,00	[m]
Bodenplattendicke	d_P	1,80	[m]
Wanddicke	d_W	0,50	[m]
Wandhöhe	h_W	3,125	[m]



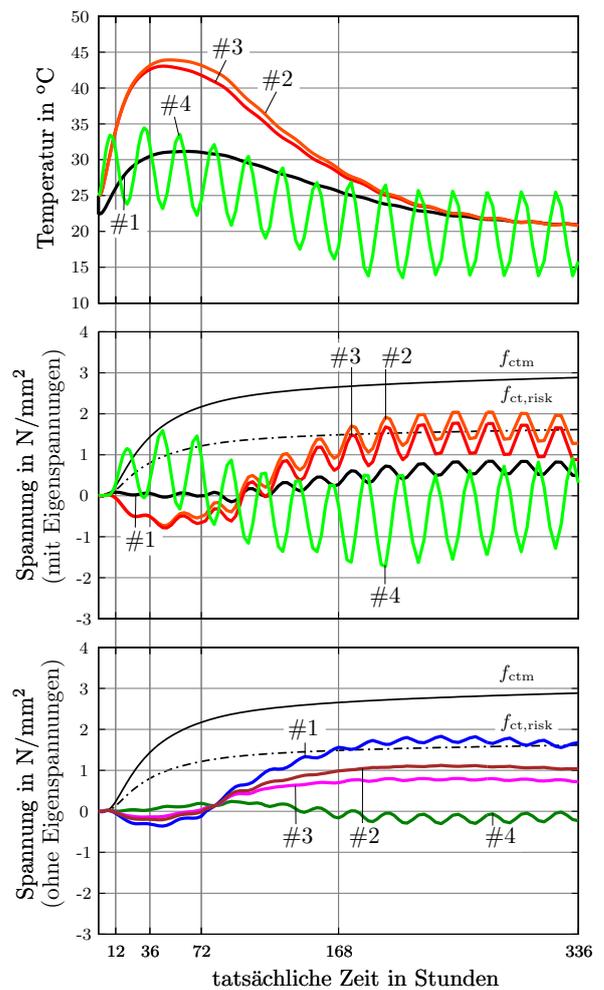
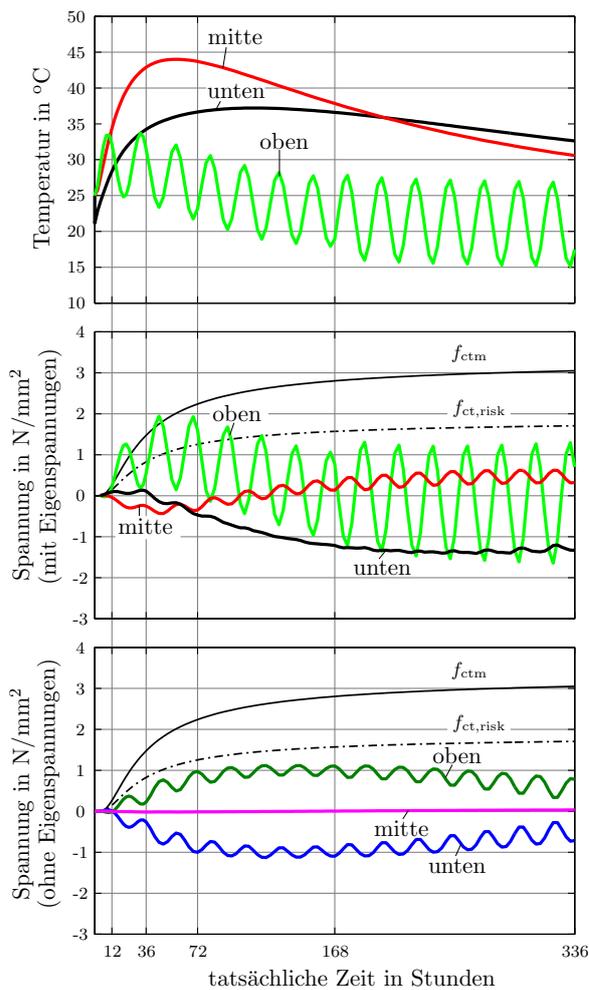
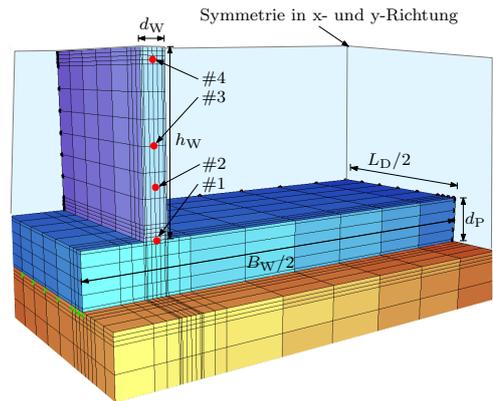
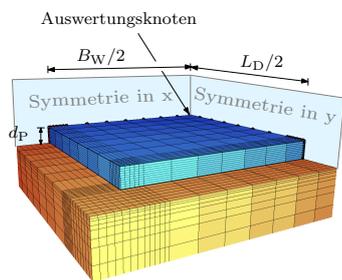
Wand 14

Parameter	Formelzeichen	Größe	Einheit
Dehnfugenabstand	L_D	12,50	[m]
Wannenbreite	B_W	36,00	[m]
Bodenplattendicke	d_P	1,80	[m]
Wanddicke	d_W	0,80	[m]
Wandhöhe	h_W	3,125	[m]



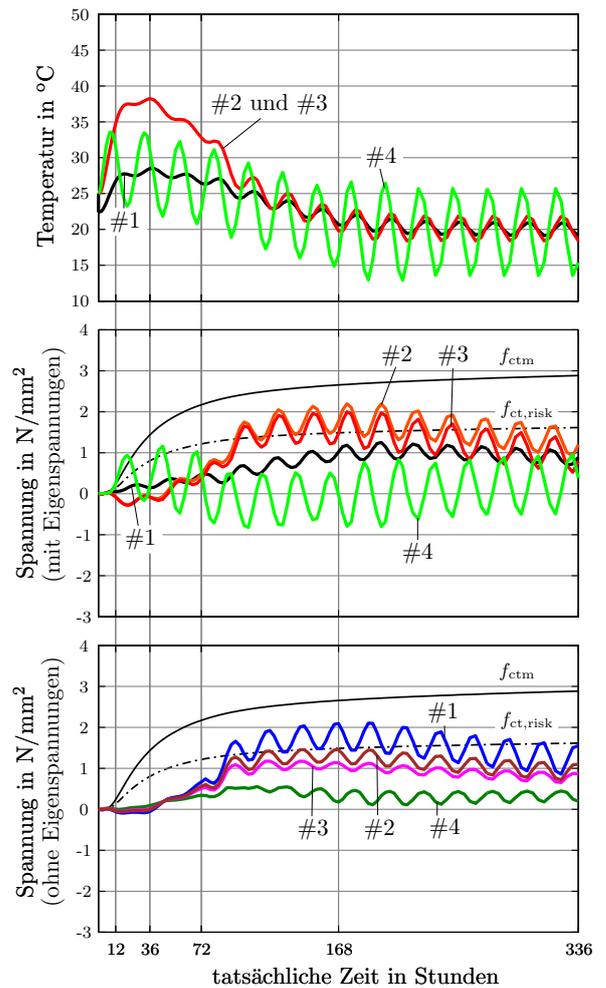
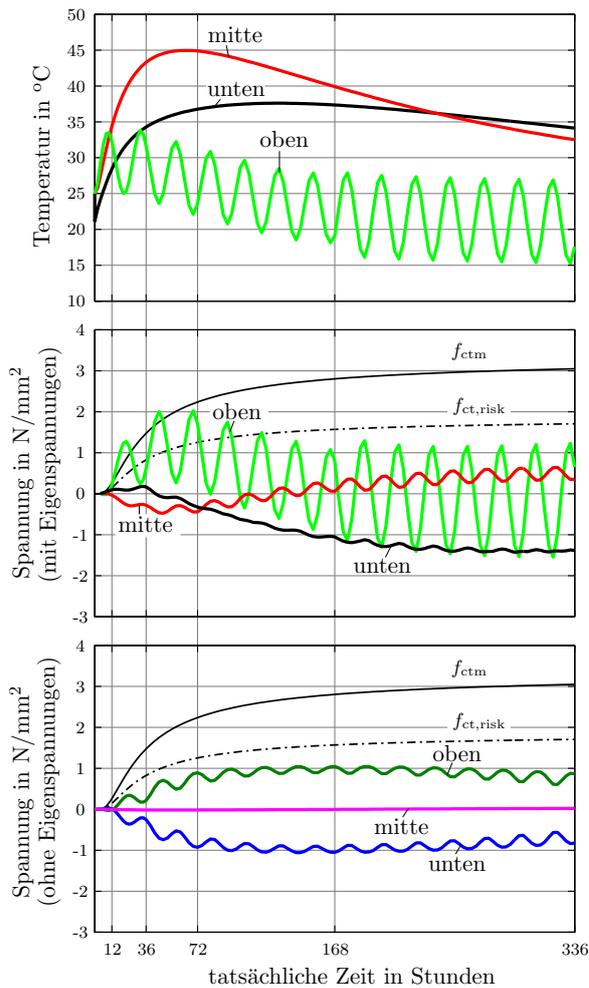
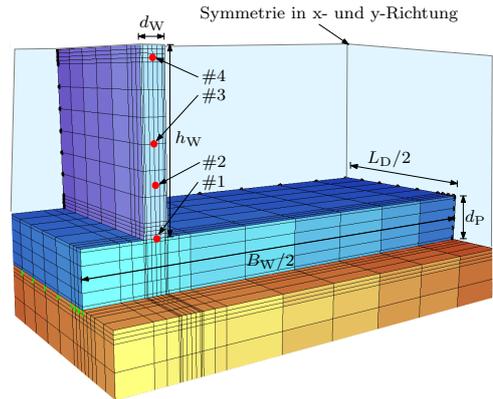
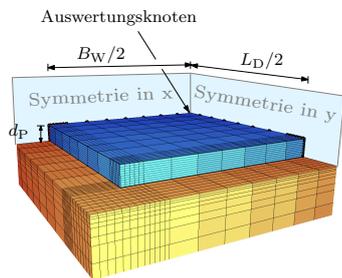
Wand 15

Parameter	Formelzeichen	Größe	Einheit
Dehnfugenabstand	L_D	12,50	[m]
Wannenbreite	B_W	36,00	[m]
Bodenplattendicke	d_P	1,80	[m]
Wanddicke	d_W	1,20	[m]
Wandhöhe	h_W	3,125	[m]



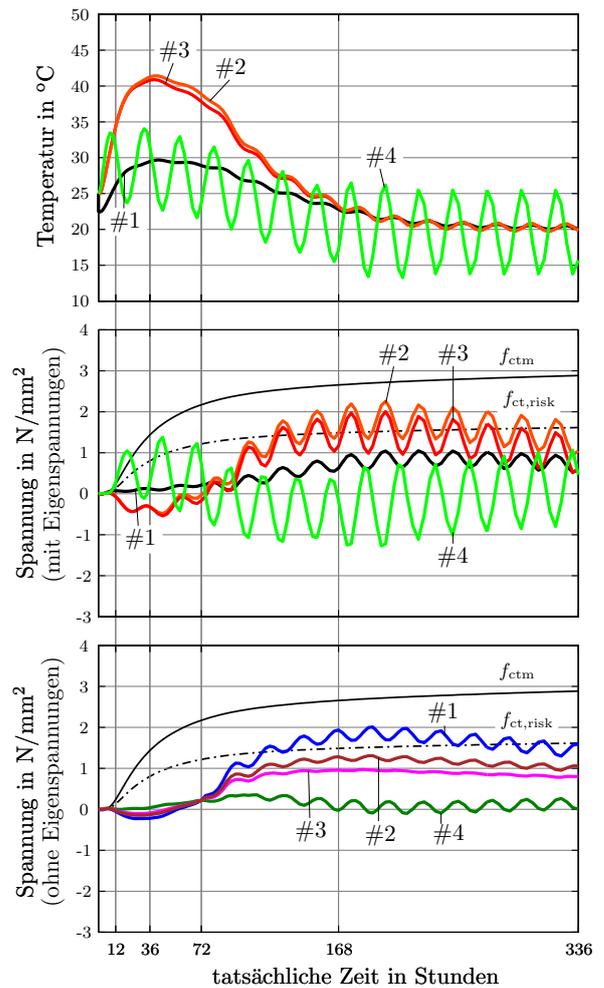
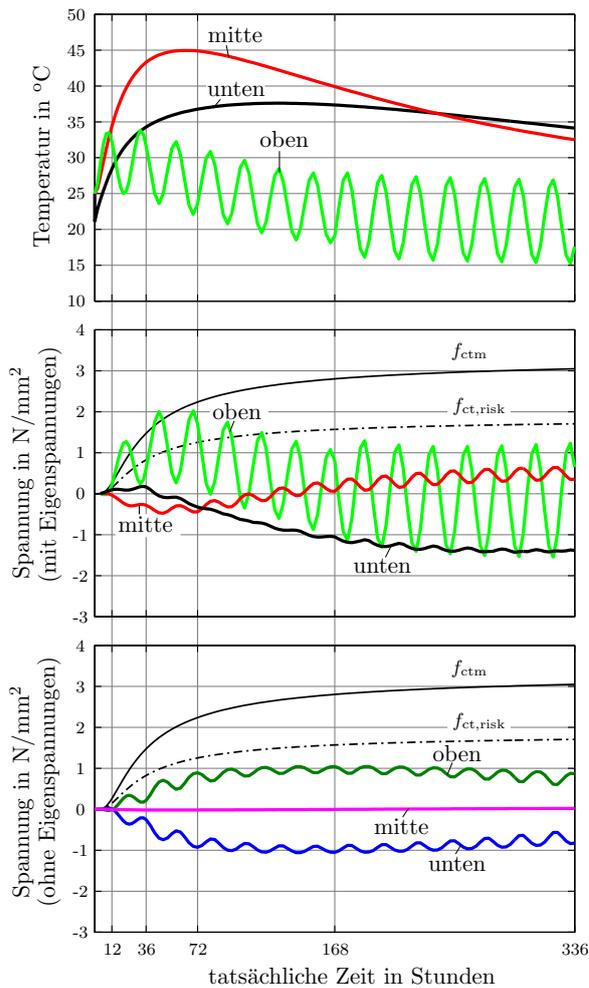
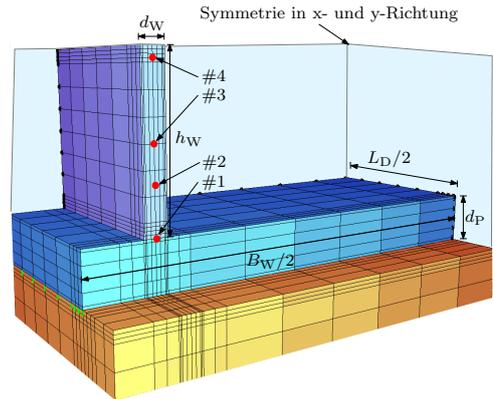
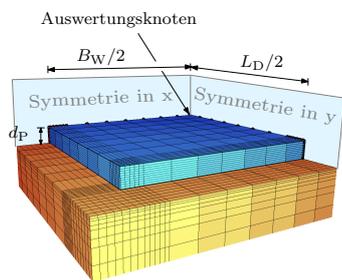
Wand 16

Parameter	Formelzeichen	Größe	Einheit
Dehnfugenabstand	L_D	12,50	[m]
Wannenbreite	B_W	36,00	[m]
Bodenplattendicke	d_P	2,00	[m]
Wanddicke	d_W	0,50	[m]
Wandhöhe	h_W	3,125	[m]



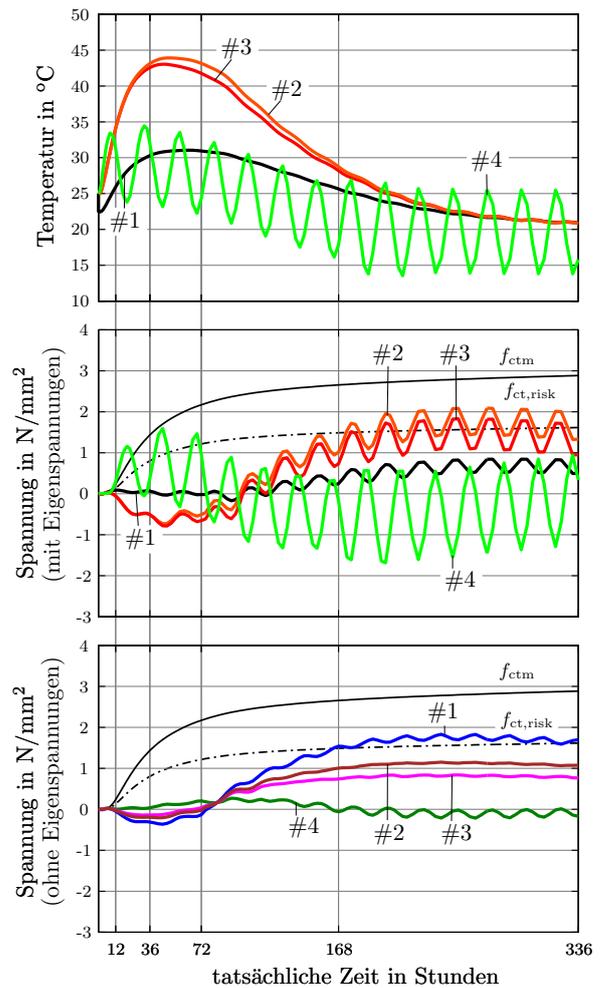
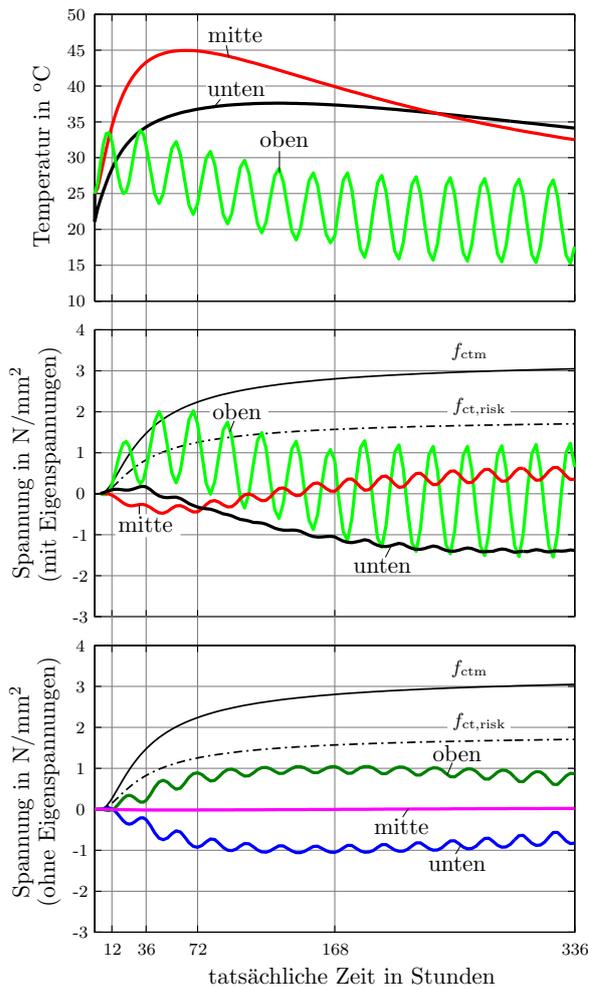
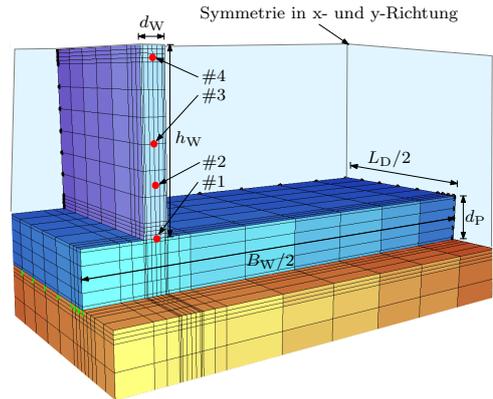
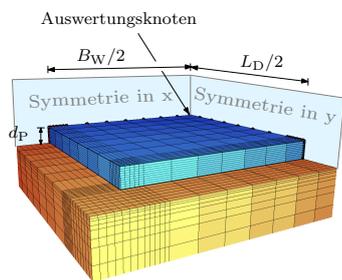
Wand 17

Parameter	Formelzeichen	Größe	Einheit
Dehnfugenabstand	L_D	12,50	[m]
Wannenbreite	B_W	36,00	[m]
Bodenplattendicke	d_P	2,00	[m]
Wanddicke	d_W	0,80	[m]
Wandhöhe	h_W	3,125	[m]



Wand 18

Parameter	Formelzeichen	Größe	Einheit
Dehnfugenabstand	L_D	12,50	[m]
Wannenbreite	B_W	36,00	[m]
Bodenplattendicke	d_P	2,00	[m]
Wanddicke	d_W	1,20	[m]
Wandhöhe	h_W	3,125	[m]



Abbildungsverzeichnis

2.1. Planungsdiagramm zur Festlegung der Mindestbewehrung	14
3.1. FE-Modell des Bauteiltyps - <i>Bodenplatte</i>	17
3.2. Wärmefluss - <i>Bodenplatte</i>	18
3.3. Temperatur- und Spannungsentwicklung - Bodenplattendicke $d_P = 1,50$ m	19
3.4. Temperaturverteilung zum Zeitpunkt $t = 48,0$ h - Bodenplattendicke $d_P = 1,50$ m	20
3.5. Aktivierung des Eigengewichts bei Bodenplatten, links: Aufschüsseln; rechts: Verwölben	21
3.6. Biegespannungen (Spannungen um Eigenspannungen bereinigt - <i>Bodenplatte</i>) . .	22
3.7. FE-Modell des Bauteiltyps - <i>Wand auf Fundament</i>	23
3.8. Wärmefluss - <i>Wand auf Fundament</i>	24
3.9. Temperatur- und Spannungsentwicklung - <i>Wand auf Fundament</i>	25
3.10. Temperaturverteilung zum Zeitpunkt $t = 42,0$ h für $L/H = 2$ - <i>Wand auf Fundament</i>	27
3.11. Zwangsschnittgrößen bei Wand-Fundament Systemen gemäß Schlicke (2014) . . .	28
3.12. Spannungsverteilung in Wand-Fundament Systemen gemäß Schlicke (2014) . . .	28
3.13. Biegespannungen (Spannungen um Eigenspannungen bereinigt - <i>Wand auf Fun-</i> <i>dament</i>)	29
3.14. Einfluss der Lage des Gesamtschwerpunkts auf die Spannungsverteilung	30
4.1. Schematische Darstellung von Systemen mit unterschiedlicher Verformungsbehin- derung	36
5.1. Übliche L/H-Verhältnisse bei einer Unterführung unter einer Bahntrasse	37
5.2. FE-Modell der Bodenplatte	38
5.3. FE-Modell des Wand-Fundament Systems	38
5.4. Temperaturentwicklung des optimierten Weißen Wannen Betons BS1opt infolge Betonhärtung	41
5.5. Materialmodell zur Entwicklung der mechanischen Eigenschaften, angepasst an Messwerte des optimierten Weißen Wannen Betons BS1opt	42
5.6. Umgebungstemperaturentwicklung bei Bodenplatten - Extremsommer	43
5.7. Umgebungstemperaturentwicklung bei Wand-Fundament Systemen - Extremsommer	44
5.8. Temperaturentwicklung - Bodenplatte	45
5.9. Randspannungen inklusive Eigenspannungen - Bodenplatte	46
5.10. Biegespannungen (Randspannungen um Eigenspannungen bereinigt) - Bodenplatte	47
5.11. Temperaturentwicklung - Wand	48

5.12. Spannungen inklusive Eigenspannungen im Drittelpunkt der Wand, hier: Einfluss der Bodenplattendicke	49
5.13. Zentrischer Zwang über die Wanddicke an der Ober- und Unterseite der Wand (Randspannungen um Eigenspannungen bereinigt) hier: Einfluss der Bodenplattendicke	50
5.14. Spannungen inklusive Eigenspannungen im Drittelpunkt der Wand, hier: Einfluss der Wanddicke	51
5.15. Zentrischer Zwang über die Wanddicke an der Ober- und Unterseite der Wand (Randspannungen um Eigenspannungen bereinigt) hier: Einfluss der Wanddicke .	52
6.1. Beurteilung der Biegerissgefahr anhand der maximalen Biegezugspannung an der Bodenplattenoberseite	55
6.2. Vergleich der tatsächlichen Zeit mit dem effektiven Betonalter zum Zeitpunkt der maximalen Biegezugspannung	55
6.3. Rissbildung bei Wand-Fundament Systeme	56
6.4. Beurteilung der Trennrissgefahr anhand der Spannung am Wandfuß	57
6.5. Spannungsverteilung im ungerissenen und gerissenen Zustand sowie Anrisshöhen und zugehöriger Rissabstände	59
6.6. Beurteilung der Trennrissgefahr anhand der Spannung auf der Höhe h_1	60

Tabellenverzeichnis

2.1. Spannungskriterien und deren Grenzwerte	9
3.1. Zusammenfassung der wichtigsten Berechnungsparameter - <i>Bodenplatte</i>	18
3.2. Zusammenfassung der wichtigsten Berechnungsparameter - <i>Wand auf Fundament</i>	24
5.1. Geometrische Einflussgrößen Bodenplatte	39
5.2. Geometrische Einflussgrößen Wand-Fundament System	39
5.3. Thermische Einflussgrößen und Bodensteifigkeit	39
5.4. Ausgangsstoffe - BS1opt	40

Literaturverzeichnis

- Bödefeld, J. (2010). *Rissmechanik in dicken Stahlbetonbauteilen bei abfließender Hydratationswärme*. Dissertation, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Leipzig.
- Bödefeld, J., Ehmann, R., Schlicke, D. und Tue, N. V. (2012). *Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten in Stahlbetonbauteilen infolge des Hydratationsprozesses - Teil 2: Neues Konzept auf Grundlage der Verformungskompatibilität*. In *Beton- und Stahlbetonbau*, Heft 2 S.79–85. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
- DIN 1045-1 (2008). *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion*. Deutsches Institut für Normung, Berlin. Ausgabe: 2008-08.
- DIN-FB102 (2003). *DIN-Fachbericht 102 „Betonbrücken“*. Normenausschuss Bauwesen (NABau). Ausgabe: 2003.
- Eierle, B. und Schikora, K. (2000). *Zwang und Rissbildung infolge Hydratationswärme - Grundlagen, Berechnungsmodelle und Tragverhalten*, Heft 512. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton.
- EN-1992-1-1 (2011). *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Allgemeines und Hochbau*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien. Ausgabe: 2011-12-01.
- fib (2012). *Modelcode 2010*, fib Bulletin No. 65. Final draft.
- Freiesleben, H., Hansen, P. und Pedersen, E. J. (1977). *Maleinstrument til Kontrol af befors haerding*, Nr. 1. Nordisk Beton, Stockholm.
- Gutsch, A.-W. (1998). *Stoffeigenschaften jungen Betons - Versuche und Modelle*. Dissertation, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig.
- Jonasson, J.-E. (1984). *Slipform construction - calculations for assessing protection against early freezing*. Swedish Cement and Concrete Institute, Stockholm.
- Krauß, M. (2004). *Probabilistisches Nachweiskonzept zur Kontrolle früher Trennrisse in massigen Betonbauteilen*. Dissertation, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig.
- Laube, M. (1990). *Werkstoffmodell zur Berechnung von Temperaturspannungen in massigen Betonbauteilen im jungen Alter*. Dissertation, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig.
- MFZ (2004). *Rissbreitenbegrenzung für frühen Zwang in massiven Wasserbauwerken*. Bundesanstalt für Wasserbau, Referat Massivbau, Karlsruhe. Ausgabe: September 2004 rev.
- ÖBV (2009). *Richtlinie „Wasserundurchlässige Betonbauwerke - Weiße Wannen“*. Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik. Ausgabe: März 2009.
- ÖNORM B 3309-1 (2010). *Aufbereitete, hydraulisch wirksame Zusatzstoffe für die Betonherstellung (AHWZ) - Teil 1: Kombinationsprodukte (GC/GC-HS)*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien. Ausgabe: 2010-12-01.

- ÖNORM B 4710-1 (2007). *Beton - Teil 1: Festlegung, Herstellung, Verwendung und Konformitätsnachweis (Regeln zur Umsetzung der ÖNORM EN 206-1 für Normal- und Schwerbeton)*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien. Ausgabe: 2007-10-01.
- Raphael, W., Faddoul, R., Geara, F. und Chateaneuf, A. (2012). *Improvements to the Eurocode 2 shrinkage model for concrete using a large experimental database*. In *Structural Concrete*, Heft 3 S.175–181. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
- Röhling, S. (2005). *Zur Ermittlung der rissbreitenbeschränkenden Bewehrung bei Zwang in erhärtenden Betonbauteilen - Die Problematik einer „ausreichenden“ Mindestbewehrung*. In *Beton- und Stahlbetonbau*, Heft 10 S.880–885. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
- Röhling, S. (2009). *Zwangsspannungen infolge Hydratationswärme*. Verlag Bau + Technik, Düsseldorf.
- Rostásy, F. S. und Henning, W. (1990). *Zwang und Rissbildung in Wänden auf Fundamenten*, Heft 407. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton.
- Rostásy, F. S. und Krauß, M. (2001). *Frühe Risse in massigen Betonbauteilen - Ingenieurmodelle für die Planung von Gegenmaßnahmen*, Heft 520. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton.
- Rostásy, F. S., Krauß, M. und Budelmann, H. (2002a). *Planungswerkzeug zur Kontrolle der frühen Rissbildung in massigen Betonbauteilen, Teil 5: Behinderung und Zwang*. In *Bautechnik 79*, Heft 11 S.778–789. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
- Rostásy, F. S., Krauß, M. und Budelmann, H. (2002b). *Planungswerkzeug zur Kontrolle der frühen Rissbildung in massigen Betonbauteilen, Teil 6: Entscheidung über Rissbildung mit Risskriterien*. In *Bautechnik 79*, Heft 12 S.869–874. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
- Schlicke, D. (2014). *Mindestbewehrung für zwangbeanspruchten Beton - Festlegung unter Berücksichtigung der erhärtungsbedigten Spannungsgeschichte und der Bauteilgeometrie*. Dissertation, Institut für Betonbau, Technische Universität Graz.
- Tue, N. V., Schlicke, D., Turner, K. und Heinrich, P. (2015). *„Einfluss sommerlicher Bedingungen auf die Rissbildung im jungen Beton - Auswirkungen und Gegenmaßnahmen“ - Beitrag zur Fachtagung „Betonieren im Sommer“*. Fachtungen am 5. Mai in Rendsburg, am 12. Mai in Berlin, am 28. Mai in Dresden und am 2. Juni in Braunschweig, 2015, InformationsZentrum Beton GmbH.
- Wesche, K. (1993). *Baustoffe für tragende Bauteile, Band 2: Beton und Mauerwerk*. Vieweg+Teubner Verlag.
- ZTVW-LB215 (2004). *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen - Wasserbau (ZTV-W) für Wasserbauwerke aus Beton und Stahlbetonbau (Leistungsbereich 215)*. Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Bonn. Ausgabe: 2004.