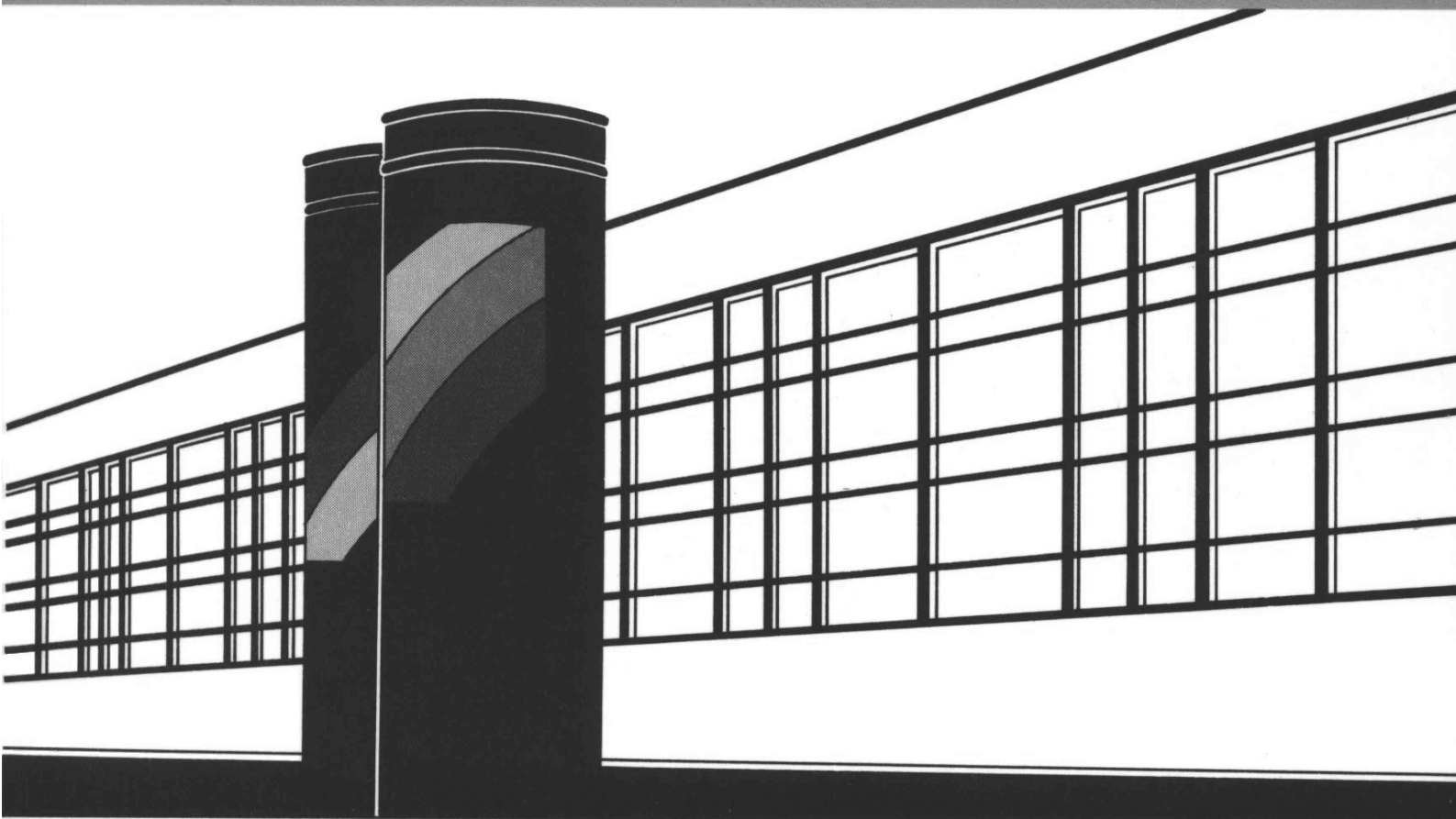


Institut für Wasserbau · Universität Stuttgart

Mitteilungen



Heft 138 **Minghao Qin**

**Wirklichkeitsnahe und
recheneffiziente Ermittlung von
Temperatur und Spannungen
bei großen RCC-Staumauern**

Wirklichkeitsnahe und recheneffiziente Ermittlung von Temperatur und Spannungen bei großen RCC-Staumauern

Von der Fakultät Bau- und Umweltingenieurwissenschaften
der Universität Stuttgart zur Erlangung der Würde eines
Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.) genehmigte Abhandlung

vorgelegt von

B. Sc. M. Sc. Minghao Qin

aus Baokang, Provinz Hubei, V.R.China

Hauptberichter: Prof. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. E.h. J. Giesecke
Mitberichter: Prof. Dr.-Ing. Prof. h.c. Dr.-Ing. E.h. H.-W. Reinhardt
Privatdozent Dr.-Ing. W. Marx

Tag der mündlichen Prüfung: 21. Februar 2005

Institut für Wasserbau der Universität Stuttgart

2005

Heft 138 **Wirklichkeitsnahe und
recheneffiziente Ermittlung von
Temperatur und Spannungen
bei großen RCC-Staumauern**

von Dr.-Ing. Minghao Qin

D93: Wirklichkeitsnahe und recheneffiziente Ermittlung von Temperatur und Spannungen bei großen RCC-Staumauern

Titelaufnahme der Deutschen Bibliothek

Qin, Minghao

Wirklichkeitsnahe und recheneffiziente Ermittlung von Temperatur und Spannungen bei großen RCC-Staumauern / von Minghao Qin. Institut für Wasserbau Universität Stuttgart. - Stuttgart: Institut für Wasserbau der Univ., 2005

(Mitteilungen/Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart; H. 138)

Zugl.: Stuttgart, Univ., Diss. 2005

ISBN 3-933761-41-7

NE:Institut für Wasserbau <Stuttgart>: Mitteilungen

Gegen Vervielfältigung und Übersetzung bestehen keine Einwände, es wird lediglich um Quellenangabe gebeten.

Herausgegeben 2005 vom Eigenverlag des Instituts für Wasserbau der Universität Stuttgart
Druck: Sprint-Digital-Druck GmbH, Stuttgart

Vorwort

1 Problemstellung und Zielsetzung

Große Massenbetonbauwerke wie Betonstauwauern erfahren durch die Wärmeentwicklung und Wärmeabführung als Folge der Hydratation von Zementen örtliche und zeitliche Temperatur- und damit Wärmespannungsunterschiede. Diese bedeuten neben den äußeren Belastungen eine die Bemessung und die Baudurchführung mit bestimmende Beanspruchung, die in die statischen Berechnungen und Standsicherheitsnachweise mit einzubeziehen ist. Aufgrund der großen Abmessungen derartiger Bauwerke, der schlechten Wärmeleitfähigkeit des Betons und des vom Abbindeprozess abhängigen Anstieges der Betonfestigkeit treten Eigenspannungen auf, indem sich Bereiche unterschiedlicher Temperatur in ihrem thermischen Verformungsverhalten gegenseitig behindern.

Es entstehen beispielsweise bei Abkühlung im Falle fehlender Fugen in erster Linie längs der Gründungsfläche durch die Einspannung im Baugrund, aber auch in betroffenen Betonschichten durch den Verbund mit angrenzendem, bereits abgekühlten bzw. erhärteten Beton Zugspannungen. Diese führen bei geringer Betonzugfestigkeit zu durchgehenden Rissen, den sog. Spalt- oder Trennrissen. Diesen durch Behinderung der Temperaturdehnungen entstehenden Temperatur- bzw. Wärmespannungen überlagern sich noch die infolge Austrocknung des Betons auftretenden Schwindspannungen und die belastungs- und verformungsabhängigen Kriechspannungen.

Wegen der größeren Temperaturgefälle in den Randbereichen des Betonkörpers fließt dort die Wärme schneller ab als im Kernbereich. Die hieraus folgenden Temperaturunterschiede ergeben wiederum verschieden große Formänderungen, damit im Kernbereich Druckspannungen, in den Randzonen Zugspannungen. Bei Überschreiten der Betonzugfestigkeit zeigen sich in den Außenflächen viele, einige Millimeter tiefe Risse, die sog. Oberflächen- oder Schalenrisse. Im Gegensatz zu den Spaltrissen stören sie kaum das monolithische Betongefüge. Nach dem Temperatúrausgleich schließen sie sich immer wieder. Jedoch beeinträchtigen sie die Wasserdichtigkeit der Betonoberfläche und können bei weiteren Zugspannungen aus äußeren Belastungen durch die Kerbwirkung, ebenso durch Frosteinwirkung, Gefügebeflockungen herbeiführen. Diese unvermeidlichen Randzonenrisse setzen sich in diesen Fällen in Richtung Kernbereich fort und müssen daher ebenso verhindert werden.

Als Gegenmaßnahmen bieten sich an: wärmedämmende Schalungen, Vorkühlung von

Wasser, Zuschlagsstoffen und Zement, Nachkühlung mit schneller Abführung der Hydrationswärme aus dem Kernbereich durch kaltes Wasser in einbetonierten Kühlschlangen, aber vor allem die Betontechnologie selbst. Letztere bedeutet die Verwendung von Zementen mäßiger Wärmetönung und die Verminderung der Zementmenge, ferner die Verknüpfung von Temperatur und Hydratationsgrad sowie von Hydratationsfortschritt und Festigkeitsentwicklung mit betonspezifischem Spannungs-Dehnungs-Verhalten.

Diesen vorgenannten betontechnologischen Maßnahmen gegen schädliche Temperatur- und Wärmespannungsentwicklungen in massigen Betonkörpern kommt die seit 1974 eingeführte Bautechnik der Roller Compacted Concrete (RCC)-Dämme sehr entgegen. Hierbei handelt es sich um einen zementarmen Walzbeton für Betonschüttdämme, der mit steifer Konsistenz in dünnen, 30 bis 50 cm dicken Lagen eingebracht und mit Erdbaugeräten verteilt sowie verdichtet wird. Hierdurch kommen wesentlich kürzere Bauzeiten und damit eine größere Wirtschaftlichkeit zustande, wie das Beispiel des Beni Haroun-Staudammes in Algerien zeigt. Hier wurde binnen 16 Monaten 1,6 Mio m³ RCC-Beton bei einer maximalen monatlichen Einbauleistung von 175 000 m³ geschüttet. Bis heute sind 251 Staudämme in 35 Ländern entstanden, weitere 34 sind in Bau. Den größten Anteil hiervon hat China zu verzeichnen, wo seit 2001 die höchsten Gewichtsstaumauern in RCC-Bauweise errichtet worden sind, beispielsweise die 216,50 m hohe Longtan-Betonstaumauer. Im Durchschnitt konnte für die chinesischen RCC-Mauern eine Kostenersparnis von 20% anhand der 45 fertiggestellten und derzeit 17 im Bau befindlichen RCC-Dämme nachgewiesen werden.

Die schichtweise Einbringung des Walzbetons hat nicht nur bautechnische und ökonomische Vorteile, es können ebenso die hydrationsbedingten Temperatur- und Wärmespannungsfelder leichter beherrscht werden. Der gegenüber dem konventionellen Massenbeton (Conventional Mass Concrete/CMC) auf ein Drittel bis ein Viertel reduzierte Zementgehalt beläuft sich auf durchschnittlich 75 bis 85 kg/m³. Die Ermäßigung des Wassergehaltes (kleinerer Wassorzementfaktor) und des Elastizitätsmoduls wie auch die Erhöhung des Kriechvermögens bewirken ein weitaus besseres spezifisches Wärmeverhalten. Über die Betontechnologie hinaus ist jedoch umgekehrt zu beachten, dass in Anbetracht der ausgedehnten Oberflächen der in Mauerlängsrichtung kontinuierlich eingebrachten Frischbetonschichten die Auswirkungen von Sonneneinstrahlung, Windbewegung, Verdunstung und Kühlung durch aufgespritztes Kaltwasser erheblich mehr zu Buche schlagen als bei den in Blockbauweise zu errichtenden konventionellen Betonstaumauern.

Schließlich haben die aufeinander folgenden, dünnen, sich längs erstreckenden Betonierschichten in ihrer zeitlichen Staffelung unterschiedliche Eigenschaften hinsichtlich Wärmeverteilung, Verformungs- und Festigkeitsverhalten, ganz abgesehen von den örtlichen Randbedingungen hinsichtlich Sonnen- und Windintensität, Lufttemperatur und die Verdunstung beeinflussender Luftfeuchtigkeit. Wärmeleitung, Wärmestrahlung und Wärmeübergang bestimmen neben der hydrationsbedingten Wärmeentwicklung letztendlich die Spannungsverteilung im Beton, wobei mittels Längs- und Querfugen die Gefahr der Rissebildung eingeschränkt wird.

Die zuvor geschilderten Problemkreise aus Betontechnologie, Hydratationswärme, Schwinden und Kriechen, ferner aus äußerer Einwirkung von Sonne, Wind, Betonkühlung, Staupiegelschwankungen, schließlich aus Geometrie der durch Längs- und Querschnitten langgestreckten Betonierschichten aus RCC-Beton sowie aus dem unterschiedlichen Wärme- bzw. Festigkeitsverhalten der die Luft- und Wasserseite abschirmenden Deckbetonflächen aus konventionellem Beton (CMC) bedürfen einer grundlegenden theoretischen Klärung. Da diese Untersuchungen zunächst mittels der konventionellen Finite Elementemethoden wohl zu bewerkstelligen sind, ist es aufgrund der diesbezüglichen enormen Rechenzeiten ebenso dringlich, die notwendigen Simulationsmodelle anderweitig leistungsfähig zu gestalten und praxisnahe Formulierungen hinsichtlich Handhabbarkeit der Rechenmethodik und vertretbaren Rechenzeiten zu entwickeln.

2 Zum Inhalt

Nachdem die Problemstellung dargelegt worden ist, folgen zuerst Ausführungen über instationäre Temperaturfelder bei Betonbauwerken. Zunächst wird die instationäre, inhomogene Differentialgleichung zweiter Ordnung zur Beschreibung der Wärmeleitung in der Fourierschen Form und dann in der Variationsschreibweise für die Finite Elementen-Approximation dargestellt. Es werden die thermischen Eigenschaften des Betons auf der Grundlage von Wärmeleitfähigkeit, spezifischer Wärmekapazität und Hydratationswärme dargelegt bis hin zur Definition einer die Zementreaktion und Wärmeentwicklung, letztendlich die Festigkeitsentwicklung erfassenden, exponentiellen Reifefunktion. Diese geht auf Van't Hoff, Rastrup und Carino zurück. Für den konvektiven Wärmeübergang bzw. den Wärmeaustausch zwischen dem Bauwerk und der Umgebungsluft ist eine strömungs- und richtungsabhängige Wärmeübergangszahl maßgebend, hier in einer die Verdunstung noch nicht einschließenden Definition.

Ein sehr bedeutsames Kriterium für die realitätsnahe Untersuchung der Temperatur- und Spannungsfelder bei RCC-Dämmen ist aufgrund derer konstruktiven Besonderheit die Sonneneinstrahlung. An der Erdoberfläche und damit an der Bauwerksoberfläche muss die Wärmezufuhr aus der Nettoglobalstrahlung berücksichtigt werden. In eingehenden Untersuchungsschritten widmet sich der Autor der aus der Astrophysik stammenden Thematik und fächert die nicht einfachen Beziehungen in einer den nachfolgenden Simulationsverfahren zugänglichen Form auf. Hier zu beachtende Kennwerte sind einmal die Neigung und Richtung der Betonoberfläche, das Reflexionsvermögen der nach Alter, Rauheit, trockener und feuchter Beschaffenheit zu unterscheidenden Betonoberfläche, zum anderen der zeitlich veränderliche Sonnenstand, die durch Längengrad und Breitengrad beschriebene Ortslage, der durch die Atmosphäre bedingte Trübungseffekt, schließlich die Luftfeuchtigkeit, sowie gemessene direkte und diffuse Sonnenstrahlung auf horizontale Flächen.

Der Wärmeaustausch zwischen der Betonmauer und der Atmosphäre durch langwellige Strahlen kann im Grundsatz durch das Gesetz von Stefan Boltzmann beschrieben werden, wofür als Kenngrößen das Emissions- bzw. Absorptionsvermögen der Betono-

berfläche und der Atmosphäre, ferner der Wasserdampfdruck und die Art der Wolken sowie der Bedeckungsgrad zu nennen sind.

Die Verdunstung ist als ein latenter Wärmestrom mit bestimmter Energiedichte zu verstehen. Hier spielen neben der Oberflächenbeschaffenheit die Lufttemperatur, die Temperatur der Betonoberfläche, die relative Luftfeuchte, der Luftdruck, die Menge des von der Bauwerksoberfläche an die Luft und umgekehrt abgegebenen Wassers, schließlich die Luftbewegung und damit die Windgeschwindigkeit sowie die Sonnenstrahlung eine Rolle. Diese sind formelmäßig nach den Verfahren von Dalton bzw. von Penman-Brutsaert zu erfassen, die wiederum vom Autor, Minghao Qin, sehr ausführlich diskutiert werden.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass der Wärmeaustausch zwischen der Betonoberfläche und der sie umgebenden Atmosphäre durch Konvektion, Wärmeleitung, Wärmestrahlung und ggfs. in Form latenter Wärme (Evaporation und Kondensation) erfolgt. Diese gehen in der mathematisch-numerischen Behandlung in die Cauchy-Neumannschen Randbedingungen für die Wärmeleitungsgleichung ein.

Da der Wärmeaustausch auf der Wasserseite einer Betonstaumauer auch dem Einfluss der teilweisen oder gänzlichen Wasserfüllung des Staubeckens mit schwankendem Wasserspiegel und wechselnder Wassertemperatur unterliegt, ist in die Simulationsverfahren die Dirichletsche Randbedingung oder vereinfacht die Cauchysche Randbedingung einzuführen.

Der Verfasser befasst sich mit lastunabhängigen und lastabhängigen Verformungen und Spannungen von Betonbauwerken, deren Entstehung und physikalisch-numerischer Behandlung. Den lastunabhängigen Verformungen sind die Dehnungen infolge Temperatur, Schwinden und Quellen zuzuordnen. Neben den lastabhängigen elastischen und plastischen Verformungen gilt das besondere Interesse der spannungs- und zeitabhängigen Kriechverformung. Die empirischen Kriechfunktionen werden ebenso erörtert wie ein die Kriechvorgänge beschreibendes rheologisches Modell, das den Alterungsprozess linear wiedergebende Kelvin-Kettenmodell, bestehend aus einer Feder und einer Reihung von Viskosefestkörpern. Die hieraus entwickelte Funktion der Kriechverformung berücksichtigt über die Viskosität die Aktivierung des Kriechens durch ansteigende Temperaturen.

Die weiteren Stoffeigenschaften des Betons diskutiert der Verfasser ausführlich wie Elastizitätsmodul, Kurzzeitfestigkeit in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad, Zugspannungs- bzw. Dehnungsverhalten bei ein- und mehraxialer Beanspruchung.

Hernach steht die numerische Implementierung im Vordergrund. Den Rechenverfahren zur Gewinnung der Temperatur- und Wärmespannungsverteilungen liegen die Finite Elemente-Methoden zugrunde, die in der Standardform jedoch einen nicht vertretbaren Rechenaufwand bei Anwendung in der Baupraxis erfordern. Daher sucht der Verfasser Wege zu dessen beachtlicher Reduzierung. Die Standard-Galerkin-Methode wird zunächst in ihrer Anwendung auf den Betonkörper und die Temperaturentwicklung vorgestellt, für

die die Variationsgleichung der Wärmeleitung den Ausgangspunkt bildet. Für die Reduzierung der Rechenzeiten bietet es sich an, die Zeitschrittweite dem zeitlichen Gradienten der Lösung anzupassen. Hierzu dient die adaptive Rothe-Methode mit Abschätzung eines hinnehmbaren Diskretisierungsfehlers für Raum und Zeit.

Weitere Betrachtungen beziehen sich auf Wärmequelle, veränderliches Betonalter, Erfassung des Temperaturunterschiedes zwischen aufeinander folgenden Betonschichten von Altbeton und Frischbeton mittels einer Modellierung des imperfekten thermischen Kontaktes, schließlich auf die inkrementelle Berechnung der Verformungen und Spannungen. Zur Verminderung des Rechenaufwandes werden in vertikaler Richtung die unteren, älteren Schichten zu größeren Einheiten zusammengefasst, während die jüngsten, oberen Schichten einer Frischbetoneinbringungsphase schichtweise in kleine Elemente aufgeteilt sind. Die adaptiven Zeitschrittweiten folgen der Geschwindigkeit von Änderungen der Temperatur und Spannung. Letztere ändert sich langsamer als die Temperatur, so dass hier größere Zeitschrittweiten möglich sind.

Das Kapitel 4 schließt mit einem detaillierten Flussdiagramm unter Wiedergabe sämtlicher Einflussfaktoren und ihrer Ausgangsbeziehungen für den allgemeinen Gebrauch in der Baupraxis ab. Die Software setzt sich aus dem für die Aufgabenstellung erweiterten ANSYS für die Berechnung der Spannungsänderungen und aus dem vom Verfasser neu entwickelten, im Prinzip auf der Kaskade-Software aufbauenden Tesa-Rechenprogramm für die Ermittlung der Temperaturverteilungen zusammen.

Die praktische Anwendung der diffizilen, in mehreren Einzelschritten aufgegliederten Rechenläufe für die Ermittlung von Temperatur- und Spannungsfeldern unter Einbeziehung sämtlicher Einflussfaktoren wird im 5. Kapitel vollzogen. Als maßgebendes Beispiel wählt der Autor die kurz vor der Vollendung stehende Betonstaumauer Longtan am Oberlauf des Hongshui-Flusses in Guangxi. In der ersten Baustufe weist diese in RCC-Bauweise erstellte Gewichtsstaumauer eine Höhe von 192 m auf und wird in der zweiten Baustufe die Maximalhöhe von 216,50 m erreichen. Die für den Oberflächenschutz der Maueraußenflächen dienende Verkleidung aus konventionellem Zementbeton (CMC) erhält an der Wasserseite eine Dicke von 1,0 m, an der Luftseite von 0,5 m. Ebenfalls aus CMC wurde die 5,0 m starke Betonschicht zwischen Felshorizont und RCC-Körper ausgeführt.

Für beide Betonqualitäten der CMC- und RCC-Bauweisen konnten die Materialkennwerte aus China besorgt werden. Doch gilt dieses nicht für die maßgebenden meteorologischen Kenngrößen, die auf der Baustelle nur sporadisch erfasst worden sind. Daher führte der Verfasser für sein virtuelles Beispiel meteorologische Kenndaten ein, die er vollständig von der Technischen Universität Athen erhalten konnte. Diese Kennwerte sind die Stundenmittel gemessener Daten, wie sie in den beiden gemäß betrachteter Bauabläufe gewählten Zeiträumen vom 01.10.1996 bis 30.09.1999 sowie vom 01.01.2002 bis 31.12.2002 Gültigkeit haben. Es handelt sich um die Lufttemperatur, den Luftdruck, die relative Luftfeuchtigkeit, die Windgeschwindigkeit, die Sonnenscheindauer und die globale Sonnenstrahlung auf horizontale Flächen.

Für die beiden gewählten Berechnungsbeispiele wurden folgende Eingangsgrößen festgelegt: Hydratationsgrad, zeitabhängiger E-Modul für Druckbeanspruchung, Druck- und Zugfestigkeit, Wärmeleit- und Wärmeübergangszahl, spezifische Wärme, Rauheit und Reflexionsvermögen der Betonoberfläche, Frischbetontemperatur, Oberflächenkühlung mit Sprühwasser, Verdunstung, Verformungen infolge Schwinden/Quellen und Kriechen, Temperaturverteilung im Baugrund, variierende Wasserspiegellagen im Staubecken sowie Abstand von Querfugen.

Die Parameterstudie erfolgt anhand von zwei- und drei-dimensionalen Rechensätzen. Zur erheblichen Einschränkung des Rechenaufwandes wurde die Methode der adaptiven Zeitschrittweiten eingesetzt. Je nach Problemstellung konnten die Rechenzeiten bis zur Hälfte reduziert werden. Ähnliche Ergebnisse wurden vor allem bei der Berechnung von Wärmespannungen in den Betonierschichten erreicht, indem Nachbarschichten zu größeren Einheiten mit jeweils vervielfachter Schichtstärke zusammengefasst wurden.

Mit der vorigen Auflistung der Eingangsgrößen für die Ermittlung der jeweils herrschenden Temperatur- und Spannungsverhältnisse in verschiedenen Höhen der Mauerquerschnitte unter Bezug auf Luft- und Wasserseite sowie Querschnittsmitte wird die extreme Variantenvielfalt deutlich, die sich in den insgesamt 160 Abbildungen enthaltenden Seiten des Anhangs zur Promotionsschrift widerspiegeln. Dabei handelt es sich um die Wiedergabe von weniger als die Hälfte dessen, was der Verfasser mit über 800 halbseitigen Darstellungen ursprünglich als Ergebnisse seiner mehrjährigen wissenschaftlichen Arbeit am Institut für Wasserbau vorgelegt hat. Daher sind auch sehr ausführliche Beschreibungen der umfangreichen Ergebnislage im Haupttext nicht ganz zu vermeiden, so sehr die einzelnen Parameterstudien für die Baupraxis von Interesse sein können. Deutlich wurde, dass zwei- und dreidimensionale Berechnungen ungeachtet des höheren Rechenaufwandes eine weitaus bessere Aussagekraft haben als die bisherigen Berechnungsmethoden, die sich durchweg nur auf Einzelparameteruntersuchungen beschränken und damit der Kombination vieler Einflussfaktoren entbehren.

Das die vorliegende Schrift abschließende 6. Kapitel bietet Zusammenfassung und Ausblick. Nochmals wird deutlich, welchen immensen Spielraum die entwickelten Beziehungen und das hierauf aufbauende mathematisch-physikalisch-numerische Simulationsverfahren für den realitätsnahen Nachweis der Temperatur- und Wärmespannungsverteilungen in RCC-Dämmen während des Baugeschehens und hernach während der ersten Betriebsjahre einnehmen. Dabei werden Hydratation, Festigkeitsentwicklung, Sonnenstrahlung, Windeinwirkung, Verdunstung, Schwinden/Quellen und Kriechen mit den Temperatur- und Spannungsfeldern zeitabhängig verknüpft und ebenso die bautechnischen Einflussfaktoren wie Frischbetontemperatur, Querfugenabstand und Sprühwasserkühlung eingebunden.

In die Zukunft weisende Fragestellungen sind die Rechensätze für die Verdunstung an geneigten Flächen, für die Veränderung der Spannungsverteilung durch sukzessive Mikrorissbildung und das Reflexionsvermögen der Betonoberfläche bzgl. globaler Sonnen-

einstrahlung, ferner die Beeinflussung von Windbewegungen und Windrichtungen durch die Staumauer selbst und deren Auswirkungen auf Temperatur und Spannung im Mauerkörper.

3 Zusammenfassende Betrachtung

Der Verfasser, Minghao Qin, führte eine außergewöhnliche Arbeit aus. Mit einem ungeheuren Fleiß und einer bewundernswerten Gründlichkeit befasste er sich mit einem sehr schwierigen Thema der Betontechnologie und der Betonfestigkeitsentwicklung, des Verformungsverhaltens durch Schwinden/Quellen und Kriechen, ferner des physikalischen Hintergrundes von Sonneneinstrahlung und Windbewegung, von Verdunstung und Oberflächenkühlung. Nicht zuletzt wurde er durch die stürmische Entwicklung im Bau weltweit höchster Betonstaumauern in Roller Compacted Concrete (RCC)-Bauweise angeregt, die zahlreich in seiner Heimat China jüngst erstellt worden sind oder sich derzeit im Bau befinden.

Zur einwandfreien Erfassung der instationären, von vielen Parametern bestimmten Vorgänge der Temperatur- und Wärmespannungsentwicklung musste sich der Autor ein hohes Maß an Kenntnissen der Mathematik, Astrophysik und der Numerik, ferner der elektronischen Datenverarbeitung und der Programmierungstechnik aneignen. Die Neuartigkeit seiner weit ausgreifenden, geradezu akribischen Untersuchungen ist in der erstmaligen Kombination der vorgenannten betontechnologischen, festigkeitstheoretischen und umweltbedingten Einflüsse auf das Temperatur- und Spannungsverhalten der aus kontinuierlichen eingebrachten, mit 30 bis 50 cm dicken, aufeinander folgenden Betonschichten zu sehen. Diese haben im Vergleich zum konventionellen Massenbeton einen im Extremfall bis auf ein Viertel reduzierten Zementgehalt zur Eindämmung der durch die Hydratation bedingten Wärmetönung. Letztere bedarf in Verbindung mit den inneren und äußeren Randbedingungen einer eindeutigen Vorbeugung gegen Spalt- und Oberflächenrisse. Die für die Standfestigkeit und den langfristigen Bestand der Betonmauer maßgebenden Gefahrenmomente können mit dem von Minghao Qin entwickelten Instrumentarium bereits während der Planung offengelegt und durch Gegenmaßnahmen kompensiert werden. Dasselbe gilt für die Weiterverfolgung der den Umwelteinflüssen ausgesetzten Temperatur- und Spannungsentwicklungen während der einzelnen Bauphasen und des späteren Betriebes der Talsperre.

Danksagung

Die vorliegende Arbeit wurde während meines wissenschaftlichen Aufenthalts am Institut für Wasserbau der Universität Stuttgart angefertigt. Diese Jahre werden mir aus verschiedenen Gründen in bester Erinnerung bleiben.

Aus den zahlreichen Personen in meiner beruflichen und privaten Umgebung, die mir direkt oder indirekt bei der Erstellung der vorliegenden Arbeit geholfen haben, möchte ich einige besonders hervorheben.

Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. E.h. Jürgen Giesecke danke ich an erster Stelle für seine langjährige Betreuung und Unterstützung in fachlicher und menschlicher sowie finanzieller Hinsicht, für seine wertvollen und stets hilfreichen Ratschläge und Anregungen sowie die Übernahme des Hauptberichts.

Herrn Prof. Prof. Dr.-Ing. Prof. h.c. Dr.-Ing. E.h. Hans-Wolf Reinhardt gilt ein großer Dank für die Übernahme des Mitberichts und das Interesse an meiner Arbeit.

Herrn Privatdozent Dr.-Ing. Walter Marx gehört mein besonderer Dank für die zahlreichen, sehr hilfreichen Diskussionen, Anregungen und Hilfestellungen, sowie für die Übernahme des Mitberichts.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Pieter A. Vermeer danke ich herzlich für den Vorsitz bei der mündlichen Prüfung.

Herrn Prof. Dr. rer. nat. Dr.-Ing. habil. András Bárdossy danke ich sehr für die Unterstützung bei meinem Antrag auf die Verlängerung des DAAD-Stipendiums.

Frau Prof. Dr.-Ing. Silke Wieprecht danke ich besonders für die Bereitschaft, die finanzielle Unterstützung meiner Forschungsarbeit aus Lehrstuhlmitteln fortzuführen, und für die Teilnahme an der mündlichen Prüfung.

Bei allen Mitarbeitern des Instituts für Wasserbaus möchte ich mich für ihre Hilfsbereitschaft und Unterstützung bedanken, wobei ich Frau Brigitte Muschong, Herrn Dipl.-Ing. Frank Zöllner, Herrn Werner Breckl, Frau Dipl.-Ing. Beate Kohler, Herrn Dipl.-Ing. Jörg Franke und Frau Dorothee Schweizer besonders hervorheben möchte.

Dem Deutschen Akademischen Austauschdienst (DAAD) gebührt mein besonderer Dank

für die finanzielle Unterstützung, mit der ein wesentlicher Teil der vorliegenden Arbeit durchgeführt werden konnte.

An Isabell Orth, Annette Schwetzler, Hong Guo und Steffen Doster geht mein herzlicher Dank für die dauernde Hilfsbereitschaft.

Schließlich danke ich meinen Eltern Dajin Qin und Zhenrong Tang für den Rückhalt und die moralische Unterstützung, und meiner Frau Honghu Guo für die Unterstützung in jeder Hinsicht und das große Verständnis.

Stuttgart, im Februar 2005

Minghao Qin

Inhalt

Bezeichnungen und Abkürzungen	xiv
1 Einführung und Problemstellung	1
2 Instationäre Temperaturfelder bei Betonbauwerken	4
2.1 Formulierung des Wärmeleitungsproblems	4
2.2 Thermische Eigenschaften des Betons	6
2.2.1 Wärmeleitfähigkeit und spezifische Wärme	6
2.2.2 Hydratationswärme und Hydratationsgrad	7
2.3 Konvektiver Wärmeübergang (fühlbarer Wärmestrom)	9
2.4 Kurzwellige Strahlung (Globalstrahlung)	12
2.4.1 Nettoglobalstrahlung	12
2.4.2 Extraterrestrische Sonnenstrahlung und Sonnenstand	14
2.4.3 Sonnenstrahlung auf horizontale Fläche	16
2.4.4 Sonnenstrahlung auf geneigte Fläche	23
2.5 Langwellige Strahlungen (Effektive Ausstrahlung)	25
2.6 Latente Wärme	26
2.6.1 Dalton-Verfahren zur Berechnung der potentiellen Verdunstung	27
2.6.2 Penman-Brutsaert-Verfahren zur Berechnung der potentiellen Verdunstung	28
2.7 Cauchy-Neumannsche Randbedingung	33
2.8 Dirichletsche Randbedingung	34
3 Verformungen und Spannungen bei Betonbauwerken	36
3.1 Entstehung und Berechnung der Verformungen und Spannungen	36
3.2 Verformungen des Betons bei einaxialer Beanspruchung	39
3.2.1 Lastunabhängige Verformungen	39
3.2.2 Lastabhängige Verformungen	42
3.3 Kriechverformung des Betons	43
3.3.1 Allgemeines	43
3.3.2 Einflussfaktoren auf das Betonkriechen	43
3.3.3 Kriechen im Gebrauchspannungsbereich	44
3.3.4 Die Trennung von sofortiger Verformung und dem Kriechen	45
3.3.5 Kriechmodellierung	46
3.3.6 Einfluss der Temperatur auf die Kriechverformung	49

3.4	Mechanische Kurzzeiteigenschaften des Betons	50
3.4.1	Kurzzeitfestigkeiten	50
3.4.2	Elastizitätsmodul (E-Modul)	51
3.4.3	Beeinflussung auf Festigkeit und E-Modul	51
3.4.4	Zugspannung-Dehnungslinie bis zum Erreichen der Zugfestigkeit	53
3.4.5	Die Zugbruchdehnung	55
3.4.6	Zeitliche Entwicklung der mechanischen Kurzzeiteigenschaften des Betons	55
3.5	Verformung des Betons bei variabler Beanspruchung	58
3.6	Mech. Kurzzeiteigenschaften und Kriechen bei mehraxialen Beanspruchung	59
3.6.1	Einfluss der mehraxialen Beanspruchung auf die mechanischen Kurz- zeiteigenschaften	59
3.6.2	Kriechen des Betons bei mehraxialer Beanspruchung	60
3.6.3	Querdehnzahl	60
4	Numerische Implementierung	61
4.1	Berechnung der Temperaturfelder	61
4.1.1	Finite-Elemente-Approximation	61
4.1.2	Adaptive Ermittlung der Zeitschrittweite	64
4.1.3	Abschätzung des räumlichen Diskretisierungsfehlers	65
4.1.4	Auswertung des Wärmequellenliedes	67
4.1.5	Ermittlung des äquivalenten Alters	68
4.1.6	Behandlung des Temperaturunterschiedes zwischen dem Frischbe- ton und dem Altbeton auf dessen Grenzfläche	69
4.2	Berechnung der Spannungen und Dehnungen	71
4.2.1	Inkrementelle Berechnung der Verformungen und Spannungen	71
4.2.2	Finite-Elemente-Approximation	75
4.3	Methode zur Reduzierung des Rechenaufwands	77
4.3.1	Zusammenfassung der Betonschichten	77
4.3.2	Adaptive Zeitschrittweiten	80
4.4	Der Datenfluss des Berechnungsablaufes	81
5	Parameter- und Fallstudie	88
5.1	Das Untersuchungsobjekt	88
5.2	Materialeigenschaften	89
5.2.1	Thermische Materialeigenschaften	89
5.2.2	Mechanische Materialeigenschaften	90
5.2.3	Weitere Materialparameter und Vereinfachungen	94
5.3	Rand- und Anfangsbedingungen	94
5.3.1	Thermische Rand- und Anfangsbedingungen	94
5.3.2	Rand- und Anfangsbedingungen der Spannungsberechnung	98
5.4	Elementnetz	98
5.5	Parameterstudie anhand des 1D-Modells	102
5.5.1	Untersuchungsobjekt und Untersuchungsbedingungen	102

5.5.2	Einfluss der Sonnenstrahlung und Verdunstung auf die Temperaturentwicklung	103
5.5.3	Konvektive Wärmeübergangszahlen zwischen der Betonoberfläche und Luft	104
5.6	Fall- und Parameterstudie anhand von 2D- und 3D-Modellen I	106
5.6.1	Untersuchungsobjekt und Untersuchungsbedingungen	106
5.6.2	Adaptive Zeitschrittweite	107
5.6.3	Zusammenfassung der Betonschichten bei Temperaturberechnungen	108
5.6.4	Zusammenfassung der Betonschichten bei Spannungsberechnungen	109
5.6.5	Zeitschrittweite für Spannungsberechnungen	109
5.6.6	Elementsabmessung in z-Richtung bei 3D-Spannungsberechnungen	110
5.7	Fall- und Parameterstudie anhand von 2D- und 3D-Modellen II	111
5.7.1	Untersuchungsobjekt und Untersuchungsbedingungen	111
5.7.2	Die betrachteten Höhen	112
5.7.3	Frischbetontemperatur	113
5.7.4	Sonnenstrahlung und Verdunstung	122
5.7.5	Windgeschwindigkeit	128
5.7.6	Querfugenabstand	130
6	Zusammenfassung und Ausblick	132
	Summary	137
	Literaturverzeichnis	142
	Anhang	151
A	Bilder für Parameterstudie anhand des 1D-Modells	151
B	Bilder für Fall- und Parameterstudie anhand von 2D- und 3D-Modellen I	157
C	Bilder für Fall- und Parameterstudie anhand von 2D- und 3D-Modellen II	167
C.1	Frischbetontemperatur	172
C.2	Sonnenstrahlung und Verdunstung	190
C.3	Windgeschwindigkeit	222
C.4	Querfugenabstand	232

Bezeichnungen und Abkürzungen

Bezeichnungen, die nur eine vorübergehende Bedeutung haben, sind in der folgende Übersicht nicht mit aufgenommen. Sie werden im Text an Ort und Stelle erläutert.

Zeichen	Bedeutung	Einheit als Beispiel
a, a_i	Konstante	
A	Steifigkeitsmatrix	
b	Konstante oder Querfugenabstand	m
B	Bilinearform oder B-Matrix	
b_e	Elementbeitrag für die rechte Seite	
\mathcal{B}_h	Ansatzfunktionsmenge	
c	spezifische Wärme	J/(kg·K)
C	Konstante oder spezifisches Kriechen	1/MPa
C_i	Regressionskonstanten	
c_p	spezifische Wärmekapazität der Luft	J/(kg·K)
d	Dimension des zu untersuchenden Gebiets	-
D	Elastizitätsmatrix	
d_0	Verschiebungshöhe	m
E	Verdunstung als latenter Wärmestrom oder Elastizitätsmodul	kg/(s·m ²) MPa
\exists	Energie des Untersuchungsgebiets	
E_a	Dalton-Term	
E_i	Steifigkeit der Feder i	MPa
E_Z	Zug-Elastizitätsmodul	MPa
f	Linearform oder Volumenkräfte	
$f(v)$	Funktion der Windgeschwindigkeit v	
$f(T)$	relative Temperaturfunktion	
f_D	Druckfestigkeit	MPa
f_Z	Zugfestigkeit	MPa
F	Diskretisierungsfehler oder Matrix von Elementansatzfunktionen	
F_t	erlaubter zeitlicher Diskretisierungsfehler	
g	Fallbeschleunigung	m/s ²
G	Gewichtungsfaktor	

Zeichen	Bedeutung	Einheit als Beispiel
H	fühlbarer Wärmestrom	W/m ²
I	Intensität der direkten Sonnenstrahlung normal zur Einstrahlungsrichtung an der Erdoberfläche	W/m ²
I_0	Intensität der extraterrestrischen Sonnenstrahlung	W/m ²
I_{abs}	von der Atmosphäre absorbierte Sonnenstrahlung	W/m ²
\tilde{I}_B	direkte Sonnenstrahlung	W/m ²
\tilde{I}_D	diffuse Sonnenstrahlung	W/m ²
I_E	extraterrestrischen Sonnenstrahlung auf horizontale Fläche	W/m ²
\tilde{I}_G	Globalsonnenstrahlung	W/m ²
\tilde{I}_g	Bodenreflexion	W/m ²
I_{SC}	Solarkonstante	W/m ²
J	Kriechfunktion (Komplianzfunktion)	
k	von Kármán Konstante oder Reifefunktion oder Alterungsgrad	
K	Systemmatrix	
K_e	Elementmatrix	
K_B	Beam-Clearness-Index	-
k_s	äquivalente Sandrauheit	mm, m
K_t	Clearness-Index	-
L	Differentialoperator	
l_b	geographische Länge des Bezugsmeridians der Zeitzone	°
l_o	geographische Länge des Orts	°
L^*	Verdampfungswärme des Wassers	J/kg
LE	latenter Wärmestrom durch Verdunstung oder Kondensation	W/m ²
L_w	Verdunstung von der Wasserfläche	mm/d
L_s	Obukhov-Länge	m
m	Relative optische Luftmasse	-
m_c	Bewölkungsgrad	-
M	Massenmatrix	
n_i	äußere Einheitsnormale	-
n_d	fortlaufende Nummer des Tages	-
n_u	Anzahl der Unterteilungen des Untersuchungsobjekts in z-Richtung	-
\mathcal{N}_h	Menge der Knoten von \mathcal{J}_h	
p	Luftdruck am Ort	hPa
\bar{p}	vorgeschriebene äußere Kräfte	MPa
P	Parameter	
p_0	Normdruck	hPa
p_w	Dampfdruck der Luft	hPa
p_{ws}	Sättigungswasserdampfdruck	mb
p_{ws_o}	Sättigungsdampfdruck bei der Temp. der Wasseroberfläche	hPa
Q	Hydratationswärme	kJ/m ³

Zeichen	Bedeutung	Einheit als Beispiel
q	Wärmequelle (Rate der Wärmeentwicklung)	W/(m ³)
q_a	spezifische Luftfeuchte	
q_a^*	spezifische Feuchte der Luft beim Sättigungszustand	-
q_a^m	Atmosphärischer Transmissionskoeffizient für Absorption bei einer optischer Weglänge von Luftmasse m	
q^E	effektive Ausstrahlung	W/m ²
q^G	Nettoglobalstrahlung	W/m ²
q^n	Wärmestrom normal zur Bauwerksoberfläche	W/m ²
\bar{q}	vorgegebener Wärmefluss auf dem Neumannschen Rand	W/(m ²)
\mathbb{R}^d	d-dimensionaler Raum	-
R	Gaskonstante	J/(mol·K)
RH	relative Luftfeuchte	-
R_n	Nettostrahlung	W/m ²
S	Mikrovoltspannungen	MPa
\mathcal{S}	Menge der schwachen Lösungen	
\mathcal{S}_h	Untermenge von \mathcal{S}	
SF	relative Sonnenscheindauer	-
t	Zeit	h, s
\mathbb{T}	Vektor von unbekanntem Temperaturen an den Knoten	
T	Temperatur im Bewerk und Fundament	°C
T_0	Kontrolltemperatur für den Frischbeton, oder Anfangstemperatur	°C °C
T_{ad}	adiabatischer Temperaturanstieg im Beton	K
t_e	äquivalentes Alter	h
$t_{en,a}, t_{en,i}$	äquivalentes Betonalter zum Zeitpunkt t_n bei adiabatischen bzw. isothermen Bedingungen	h
T_g	vorgegebene Temperatur auf dem Dirichletschen Rand	°C
\mathcal{T}_h	Finite-Elemente-Partition	
T_K	absolute Temperatur	K
T_l	Temperatur der Flüssigkeit der Umgebung	°C
T_L	Linkescher Trübungsfaktor	
T_o	Oberflächentemperatur	°C
T_{ref}	Referenztemperatur	°C
t_z	Zonenzeit	h
T_∞	Temperatur des Cauchyschen Rand umgebenden Mediums	°C
u	Verschiebungen	m
\bar{u}	vorgeschriebene Verschiebungen	m
\tilde{u}	virtuelle Verschiebungen	m
u_*	Schubspannungsgeschwindigkeit	m/s
U	Aktivierungsenergie für die Viskosität des Wassers	kJ/mol
U_h	Aktivierungsenergie für Hydratation	kJ/mol
v	Windgeschwindigkeit	m/s
VF	Verteilungsfunktion	

Zeichen	Bedeutung	Einheit als Beispiel
v_s	Einheitsvektor	
w	Gewichtungsfunktion	
\mathcal{W}	Menge der Gewichtungsfunktionen	
\mathcal{W}_h	Untermenge von \mathcal{W}	
WOZ	wahre Ortszeit	h
x	Koordinate	m
z	Höhe am Ort	m
z_a	Meßhöhe über der verdunstenden Oberfläche	m
z_g	Zeitgleichung	h
z_0	Oberflächenrauheitshöhe	m
z_{0+}	Rauhigkeit-Reynolds-Zahl	-
z_{0h}	Rauheitshöhe für fühlbare Wärme	m
z_{0m}	Rauheitshöhe für Impuls	m
z_{0v}	Rauheitshöhe für Wasserdampf	m
α	Albedo der Oberfläche bzgl. Globalstrahlung	-
α_1	α_b bei höher Sonnenhöhe	-
α_α	gesamte Wärmeübergangszahl	W/(m ² ·K)
α_b	Albedo der Oberfläche bzgl. direkter Sonnenstrahlung	-
α_d	Albedo der Oberfläche bzgl. diffuser Sonnenstrahlung	-
α_f	Azimut der Bauwerkoberfläche	°
α_k	konvektive Wärmeübergangszahl	W/(m ² ·K)
$\alpha_{k,f}$	konvektive Wärmeübergangszahl bei freier Konvektion	W/(m ² ·K)
$\alpha_{k,z}$	konvektive Wärmeübergangszahl bei erzwungener Strömung	W/(m ² ·K)
α_n	Albedo der Oberfläche bzgl. Globalstrahlung für nasse Betonoberfläche	-
α_s	Sonnenazimut	°
α_S	Strahlungs-Wärmeübergangszahl	W/(m ² ·K)
α_t	Albedo der Oberfläche bzgl. Globalstrahlung für trockene Betonoberfläche	-
α_T	Wärmedehnungszahl	1/K
α_w	Wärmeübergangszahl zwischen dem Wasser und der Oberfläche des Untersuchungsobjekts	W/(K·m ²)
β	geographische Breite	°
β	geographische Breite	°
β_f	Neigung der Bauwerkoberfläche	°
δ_R	Rayleighsche optische Dicke der reinen Atmosphäre pro Einheitsluftmasse bei der gegebenen Sonnenhöhe	
δ_s	Sonnendeklination	°
ε	Strahlungsaustauschzahl oder gesamte Verzerrungen	-
$\tilde{\varepsilon}$	$\varepsilon - \varepsilon_e$	-
ε_a	Emissions- bzw. Absorptionsvermögen der Atmosphäre oder Augenblicksverformung	-

Zeichen	Bedeutung	Einheit als Beispiel
ε_e	elastische Verzerrungen	-
ε_k	Kriechdehnung	-
ε_o	Emissions- bzw. Absorptionsvermögen der Bauwerkoberfläche	-
ε_r	irreversible Verformung	-
ε_s	Emissions- bzw. Absorptionsvermögen des schwarzen Körpers	-
	oder Verformung infolge des Schwindens oder Quellens	-
ε_σ	lastabhängige Verformung	-
$\tilde{\varepsilon}_\sigma$	lastunabhängige Verformung	-
ε_T	thermische Ausdehnung oder Kontraktion	-
ε_{TTC}	Übergangskriechen	-
ε_u	Zugbruchdehnung	-
Γ_C	Cauchyscher Rand	
Γ_D	Dirichletscher Rand	
Γ_N	Neumannscher Rand	
γ_s	Sonnenhöhe	°
η_i	Viskosität des Dämpfers i	MPa
κ_i	Wärmeleitzahl	W/(m·K)
ν	Querdehnzahl	-
θ	Tageswinkel	°
θ_l	potentielle Lufttemperatur	K
θ_o	potentielle Oberflächentemperatur	K
ρ	Rohdichte	kg/m ³
σ	Stefan-Boltzman-Konstante oder Spannungen	W/(m ² ·K ⁴) MPa
$\bar{\sigma}$	Belastungsgrad	
σ_0	Anfangsspannungen	
σ_1, σ_3	Hauptspannungen	MPa
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$	Spannungen in x-, y-, z-Richtung	MPa
Ω	Untersuchungsgebiet	
ω_s	Stundenwinkel	°
τ	Betonalter	h, Tag
τ_k	Betonalter bzgl. Sprühwasserkühlung, nämlich, der Beton wird bis zum Alter τ_k mit Sprühwasser gekühlt	
$\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$	Schubspannungen	MPa
ξ	Hydratationsgrad	-
ψ	Einfallwinkel	°
Ψ_{sh}	universelle Stabilitätsfunktion für fühlbare Wärme	
Ψ_{sm}	universelle Stabilitätsfunktion für Impuls	
Ψ_{sv}	universelle Stabilitätsfunktion für Wasserdampf	
ζ	vorgegebener Toleranzparameter	
ζ'	empirischer Faktor	

1

Einführung und Problemstellung

Bei Massenbetonbauwerken, insbesondere bei großen Talsperren, können während der Hydratations- und Abkühlungsphase des Betons bei ungenügender Beachtung der hydrationsbedingten Spannungs- und Festigkeitsentwicklung Oberflächen- und Spaltrisse (Durchrisse) auftreten. Diese Wärmerisse allein stellen bei Massenbetonbauwerken im Allgemeinen keine Gefährdung der Sicherheit dar. Unter der Auswirkung der hydraulischen Beanspruchung und des Frostes können sie sich jedoch weiter entwickeln und die Sicherheit der Talsperren infrage stellen. Sie beeinträchtigen außerdem das Aussehen, die Dichtigkeit und die Dauerhaftigkeit der Talsperren und üben eine Beunruhigungswirkung auf die Öffentlichkeit aus.

Der Rißgefährdung wird meist durch ein Bündel von Maßnahmen entgegengetreten. Es sind diese konstruktiven Vorkehrungen wie Dehnungsfugen, betontechnologische Maßnahmen wie Spezialrezepturen – die wegen der Anforderungen an Verarbeitbarkeit und Ende-Festigkeit nur in begrenztem Umfang realisierbar sind – und schließlich bauausführungsbezogene Vorkehrungen wie Abminderung der Frischbetontemperatur und/oder Betonkühlung [59] [60] [162].

Eine Maßnahme kann nur dann erfolgreich sein, wenn es gelingt, sowohl die Entwicklung der sich rasch verändernden mechanischen Eigenschaften des jungen Betons als auch die Größe und den Verlauf der Zwängs- und Eigenspannungen zuverlässig vorherzusagen. Deshalb kommt theoretischen Analysen der Temperaturfelder und Wärmespannungen eine große Bedeutung zu. Wesentliche Beiträge hierzu finden sich in [58] [61] [62] [77] [100] für die theoretische Analyse und in [5] [71] [102] [160] für die numerische Berechnung.

Eine besondere Stellung nehmen in diesem Zusammenhang Walzbetonstaumauern (RCC-Staumauern, Roller Compacted Concrete Dams) ein.

Die Walzbetontechnologie ist eine vergleichsweise junge Bauweise, die sich dadurch auszeichnet, dass der Beton der zu errichtenden Staumauer nicht in Blöcken sondern in dünnen Schichten (30 bis 50 cm) aufgebracht wird. Dies hat große Vorteile bezüglich des Bauablaufs, aber auch in Hinblick auf die Beherrschung hydrationsbedingter Temperaturprobleme. Häufige Anwendung findet die Walzbetonbauweise insbesondere in den vier

Ländern China, Japan, USA und Spanien, in denen 60% aller RCC-Staumauern errichtet wurden oder sich noch im Bau befinden. Ihre Bedeutung nimmt aber auch in anderen Regionen der Erde zu. Bis Ende 2001 wurden RCC-Staumauern praktisch in jedem Teil der Welt gebaut.[50].

Im Vergleich zu konventionellen Beton-Mauern haben RCC-Talsperren viele Vorteile hinsichtlich der Temperatur-Kontrolle [73] wegen ihres (1) niedrigeren Zementgehalts (durchschnittlich nur 75 bis 85 kg/m³ [49]) sowie wegen (2) ihres niedrigeren Potentials der Rißbildung infolge des niedrigeren Zement- und Wassergehalts, generell niedrigeren Elastizitätsmoduls und der höheren Kriechzahl. Dennoch ist die thermische Analyse bei RCC-Staumauern genau so wichtig wie bei konventionellen Beton-Mauern, da bei ausgeführten RCC-Staumauern thermisch bedingte Risse aufgetreten sind [73] [141]. Wegen des viel größeren Verhältnisses der Oberfläche zum Volumen bei RCC-Staumauern gegenüber konventionellen Beton-Mauern (mehr als 5 mal größer) ist es bei RCC-Talsperren möglich, dass die Sonneneinstrahlung mehr zu der Wärmeentwicklung beiträgt als die Hydratation des Zements. Andererseits ist auch das Abkühlpotential, beispielsweise infolge der Verdunstung des auf die Betonoberflächen besprühten Nachbehandlungswassers oder infolge eines leichten kühlen Windes, welcher über die warme, große Oberfläche einer dünnen Betonierschicht streicht, größer. Deshalb sind die thermischen Untersuchungen bei RCC-Staumauern weitaus anspruchsvoller als bei konventionellen Beton-Talsperren.

Die Betonierschichten, die bei der Walzbetonbauweise zeitlich gestaffelt nacheinander aufgebracht werden, haben unterschiedliche mechanische und thermische Eigenschaften sowie Randbedingungen. Um ein zutreffendes Temperaturfeld zu ermitteln, müssen diese zeit- und ortsabhängigen Eigenschaften der Baustoffe, Randbedingungen und Berechnungsnetze, möglichst wirklichkeitsnah berücksichtigt werden. Dafür ist die auf FE-Berechnung basierende numerische Simulationstechnik am geeignetsten.

Nach der konventionellen FE-Methode würde das Untersuchungsgebiet schichtweise in sehr kleine Elemente unterteilt, was einen extrem großen Rechenaufwand mit sich brächte und eine wirklichkeitsnahe Simulation bei hohen RCC-Staumauern ($H > 200$ m) unrealistisch werden ließe.

Deshalb hat die vorliegende Arbeit zum Ziel, für hohe RCC-Talsperren leistungsfähigere Methoden und Modelle zur Analyse und Berechnung des instationären Temperaturfelds sowie der sich daraus ergebenden Verformungen und Spannungen zu entwickeln.

Zu diesem Zweck wird der Ablauf der Bauausführung der Staumauer ebenso zu simulieren sein wie ein kritischer Teil der sich anschließenden Betriebsphasen. Baubetriebliche Faktoren (Schichtdicken, Betonierfortschritt, Nachbehandlung), klimatische Bedingungen (Lufttemperatur, Sonnenstrahlung und Windgeschwindigkeit) und Stauspiegelschwankungen finden hier Eingang.

Dabei wird Wert darauf gelegt, die kritischen Parameter (Temperatur, Betonreife (Hydratationsgrad), Dehnungen und Spannungen) wirklichkeitsnah und gleichzeitig mit einem

vertretbaren rechnerischen Aufwand zu ermitteln.

Die Anwendung der zu entwickelnden Methode auf konkrete Projekte in Form von Variantenuntersuchungen lässt aufschlussreiche Hinweise für die Gestaltung des Dammentwurfs, Bauablaufs und der Betontechnologie erwarten.

2

Instationäre Temperaturfelder bei Betonbauwerken

In diesem Kapitel werden die mathematischen Hilfsmittel bereitgestellt, die zur Berechnung von Temperaturfeldern im Beton während und nach der Bauausführung einer Betonmauer notwendig sind. Nach der allgemeinen Formulierung des Wärmeleitungsproblems werden die Materialparameter und Randbedingungen für die Berechnung der Temperaturfelder in einer Betonmauer diskutiert. Besonderes Gewicht wird dabei auf die Berücksichtigung und numerische Behandlung der Wärmeübergangsbedingungen gelegt.

2.1 Formulierung des Wärmeleitungsproblems

Für einen festen Körper ($\Omega \subset \mathbb{R}^d$, wie z.B. Betonbauwerk) mit stückweise glattem Rand $\partial\Omega = \Gamma_D \cup \Gamma_N \cup \Gamma_C$ lautet die klassische Formulierung des Wärmeleitungsproblems: Ermittle die Temperatur $T(x, t)$, welche die Fourier'sche Differentialgleichung

$$c\rho \frac{\partial T(x, t)}{\partial t} - \sum_{i=1}^d \frac{\partial}{\partial x_i} \left(\kappa_i \frac{\partial T(x, t)}{\partial x_i} \right) = q \quad \text{für } x \in \Omega, t > 0 \quad (2.1)$$

mit den folgenden Rand- und Anfangsbedingungen erfüllt

$$T(x, t) = T_g(x, t) \quad \text{für } x \in \Gamma_D, t > 0 \quad (2.2a)$$

$$- \sum_{i=1}^d n_i \kappa_i \frac{\partial T(x, t)}{\partial x_i} = \bar{q}(x, t) \quad \text{für } x \in \Gamma_N, t > 0 \quad (2.2b)$$

$$- \sum_{i=1}^d n_i \kappa_i \frac{\partial T(x, t)}{\partial x_i} = \alpha_\alpha (T(x, t) - T_\infty(x, t)) \quad \text{für } x \in \Gamma_C, t > 0 \quad (2.2c)$$

$$T(x, 0) = T_0(x) \quad \text{für } x \in \Omega, t = 0 \quad (2.2d)$$

Hierbei sind:

c	[J/(kg·K)]	spezifische Wärme;
ρ	[kg/m ³]	Rohdichte;
d	[-]	Dimension des zu untersuchenden Gebiets, $d = 1, 2, 3$;
x_i	[m]	verallgemeinerte Ortskoordinaten;
κ_i	[W/(m·K)]	Wärmeleitfähigkeit; Um mit den in der zitierten Literatur angegebenen Kenngrößen für verschiedene Parameter im Einklang zu sein, wird in Kapitel 1 bis 4 u.a. die metrische Einheit W (Watt) für die Leistung benutzt. In Kapitel 5 (Parameter- und Fallstudie) wird W durch die baupraxisübliche Einheit kJ/h ersetzt. $1 \text{ W} = 3.6 \text{ kJ/h}$;
q	[W/(m ³)]	Wärmequelle (Rate der Wärmeentwicklung);
T_0	[°C]	Anfangstemperatur;
$T_g(x, t)$	[°C]	vorgegebene Temperatur auf dem Dirichletschen Rand Γ_D ;
\bar{q}	[W/(m ²)]	vorgegebener Wärmefluss auf dem Neumannschen Rand Γ_N ;
α_α	[W/(m ² ·K)]	gesamte Wärmeübergangszahl;
T_∞	[°C]	Temperatur des den Cauchyschen Rand Γ_C umgebenden Mediums;
n_1, n_2, \dots, n_d	[-]	äußere Einheitsnormale auf $\partial\Omega$

c , ρ , κ_i und q können vom Ort und, bei nicht-linearem Problem, auch von der Temperatur T oder deren Ableitungen abhängig sein.

Um zu der für die später numerische Berechnung günstigeren Variationsformulierung des Wärmeleitproblems zu gelangen, definiert man, unter der Annahme, dass die betroffenen Funktionen ausreichend glatt sind, die Menge der schwachen Lösungen \mathcal{S} und die Menge der Gewichtungsfunktionen \mathcal{W} als

$$\begin{aligned} \mathcal{S} &= \{T(x, t) \mid T \in C^0(\Omega) \text{ für } t > 0; \\ &\quad T = T_g(x, t) \text{ für } x \in \Gamma_D, t > 0; T = T_0(x) \text{ für } x \in \Omega, t = 0\} \\ \mathcal{W} &= \{w(x) \mid w(x) \in C^0(\Omega); w(x) = 0 \text{ für } x \in \Gamma_D\} \end{aligned}$$

Ferner führen wir die kontinuierliche und symmetrische Bilinearform $B(., .)$:

$$B(T, w) = \sum_{i=1}^d \int_{\Omega} \kappa_i \frac{\partial T}{\partial x_i} \frac{\partial w}{\partial x_i} d\Omega + \int_{\Gamma_C} \alpha_\alpha T w d\Gamma$$

und die kontinuierliche Linearform

$$f(w) = \int_{\Omega} q w d\Omega - \int_{\Gamma_N} \bar{q} w d\Gamma + \int_{\Gamma_C} \alpha_\alpha T_\infty w d\Gamma$$

ein. Daraus ergibt sich die Variationsformulierung des Wärmeleitungsproblems: Suche $T \in \mathcal{S}$, damit

$$(c\rho\dot{T}, w) + B(T, w) = f(w) \quad (2.3)$$

zu jedem Zeitpunkt $t > 0$ und für jede Funktion $w \in \mathcal{W}$ gilt. In Gleichung (2.3) lässt sich der erste Term weiter spezifizieren: $(c\rho\dot{T}, w) = \int_{\Omega} c\rho \frac{\partial T}{\partial t} w d\Omega$.

Es ist zu bemerken, dass, während die Randbedingungen auf Γ_N und Γ_C in die Gleichung (2.3) (natürliche Randbedingungen) eingeschlossen sind, die Randbedingung auf Γ_D und die Anfangsbedingungen (erzwungene Randbedingungen) in den Ansatzfunktionen vorgegeben werden müssen [27].

Die Variationsformulierung (2.3) kann auch abgeleitet werden durch Multiplikation der Gleichung (2.1) mit einer Gewichtsfunktion w , Integration über Ω , und Anwendung der Green'schen Formeln auf den zweiten Teil. Es ist dies eine schwache Formulierung der Gleichungen (2.1)-(2.2) und dient als eine Basis für die Finite-Elemente-Approximation.

Eine wirklichkeitsnahe Lösung der Gleichungen (2.1) und (2.2) oder deren Variationsformulierung (2.3) setzt die genauen Kenntnisse der Materialeigenschaften des zu untersuchenden Objekts und die wirklichkeitsnahen Behandlungen der Anfangs- und Randbedingungen voraus. Die Anfangsbedingungen für die Lösung des Wärmeleitungsproblems in einer Betonmauer werden in Abschnitt 4.1.6 im Zusammenhang mit der numerischen Implementierung der Temperaturberechnung behandelt. In den folgenden Abschnitten dieses Kapitels werden zuerst die thermischen Materialeigenschaften des Betons diskutiert, und dann die notwendigen mathematischen Hilfsmittel zur Berechnung der Wärmeübergänge, nämlich fühlbarer Wärmestrom, kurz- und langwellige Strahlungen sowie latente Wärme, auf einer Betonoberfläche bereitgestellt, und danach die Cauchy-Neumannsche Randbedingung, bei der die Cauchysche Randbedingung (2.2c) und die Neumannsche Randbedingung (2.2b) für einen bestimmten Rand gleichzeitig zu erfüllen sind; ferner wird die Dirichletsche Randbedingung des Wärmeleitungsproblems einer Betonmauer dargestellt.

2.2 Thermische Eigenschaften des Betons

2.2.1 Wärmeleitfähigkeit und spezifische Wärme

Die Wärmeleitfähigkeit des Betons wird durch die Zusammensetzung (vor allem durch Zuschlagstoffe), den Poren- und Feuchtgehalt und die Temperatur des Betons bestimmt. Für jungen Normalbeton kann sie in den ersten 7 Tagen der Erhärtung bis zu 30% abnehmen. Danach bleibt sie bei konstanten thermischen und hygroskopischen Bedingungen unverändert und liegt zwischen 1.2 und 4.0 W/(m·K). Eine Variation der Wärmeleitfähigkeit infolge Temperatur- und Feuchteänderung des Betons in einem in der Baupraxis für den Normalbeton gültigen Bereich brachte nur geringfügige Temperaturänderung bei der Temperaturberechnung. Daher ist es gerechtfertigt, wie es in der Baupraxis üblich ist, eine konstante Wärmeleitfähigkeit bei der Berechnung der Temperaturfelder in Bauwerken anzuwenden[71].

Die spezifische Wärme des Frischbetons lässt sich aus der Rohdichte und der spezifischen Wärme der Ausgangsstoffe des Betons ermitteln. Sie liegt zwischen 1.0 und 1.5 kJ/(kg·K). Die spezifische Wärme ist linear von dem Wassergehalt im Beton abhängig. Mit zunehmender chemischer Bindung des Wassers mit dem Zement und Austrocknung des Betons fällt sie auf 0.9 bis 1.0 kJ/(kg·K) ab. Außerdem ist sie auch von der Temperatur des Betons abhängig. Im Temperaturbereich von 25°C bis 55°C ist eine Erhöhung der spezifischen

Wärme um 3 bis 10% zu erwarten [28] [134]. Ähnlich wie bei der Wärmeleitzahl wird in der Baupraxis eine konstante spezifische Wärme, die durch Laboruntersuchung an dem praxisnah zusammengesetzten erhärteten Beton gemessen ist, benutzt. Diese Vorgehensweise wurde auch von Hamfler [71] durch Vergleichsberechnung rechtfertigt.

2.2.2 Hydratationswärme und Hydratationsgrad

Hydratationswärme

In der Praxis hat man oft Versuchsdaten des adiabatischen Temperaturanstiegs T_{ad} [K] an der Hand. Mit der Annahme, dass die spezifische Wärme c und die Rohdichte ρ des Betons während der ganzen Versuchszeit konstant bleiben, kann die T_{ad} entsprechende Hydratationswärme Q [kJ/m³] folgendermaßen bestimmt werden

$$Q = c\rho T_{ad} \quad (2.4)$$

Aufgrund seiner experimentalen Untersuchungen hat Rastrup [126] eine Exponentialfunktion zur Darstellung der Hydratationswärme Q [kJ/m³] des Zements bei einer variablen Prozeßtemperatur vorgeschlagen. In analoger Weise lässt sich der adiabatische Temperaturanstieg T_{ad} auch gut mit dieser Funktion darstellen.

$$T_{ad} = ae^{-b/t_e^n} \quad (2.5)$$

Dabei sind: a, b, n Konstante, die von der Betonrezeptur und dem Zementtyp abhängig sind, t_e [h] eine äquivalente Zeit (äquivalentes Alter [126]) der aktuellen Prozeßzeit t und ein Maß der kombinierten Wirkung von Zeit und Temperatur auf den Hydratationsprozeß. t_e ist die Zeit, bei der ein Beton, der unter Referenztemperatur T_{ref} (isotherme Randbedingungen) erhärtet ist, gleiche thermische und mechanische Eigenschaften erreicht hat, wie sie unter wirklichen Bedingungen zur tatsächlichen Zeit t erreichen würden:

$$t_e = \int_0^t \frac{k(T)}{k(T_{ref})} dt = \int_0^t f(T) dt \quad (2.6)$$

Dabei sind: k die Temperaturfunktion (Reifefunktion), welche die Wirkung der Temperatur auf den Hydratationsprozeß des Betons beschreibt, T die reale Hydratationstemperatur des Betons (Prozeßtemperatur). Das Verhältnis $f(T) = k(T)/k(T_{ref})$ wird als relative Temperaturfunktion [90], oder sogenanntes Affinitätsverhältnis [128] bezeichnet. Es ist ein Maßstab für die Zeitverzerrung gegenüber den Eigenschaften bei feuchter Lagerung und einer konstanten Referenztemperatur.

Durch Auswertung ihrer eigenen experimentalen Ergebnisse oder Zusammenfassung der vorherigen Arbeiten von anderen Autoren haben viele Wissenschaftler verschiedene Temperaturfunktionen vorgeschlagen, um die Wirkung der Temperatur auf den Erhärtungsprozeß des Zements oder des Betons zu erfassen.

Lineare Funktion: Saul [139] setzt ein proportionales Verhältnis zwischen Temperatur

und Hydratationsrate voraus. Die Zementreaktion kommt, einmal in Bewegung gebracht, erst bei einer Datum-Temperatur T_d zum Erliegen. Somit ergibt sich die Reifefunktion:

$$k(T) = C(T - T_d) \quad (2.7)$$

Dabei sind: C [1/h] eine Regressionskonstante, welche auch als ein von den chemischen Zusammensetzungen des Zements abhängiger Prozeßfaktor zu verstehen ist, T [K] die Prozeßtemperatur.

Damit ergibt sich die relative Temperaturfunktion:

$$f(T) = \frac{T - T_d}{T_{ref} - T_d} \quad (2.8)$$

Arrhenius'sche Funktion Freiesleben und Pederson [57] verbesserten die auf Arrhenius zurückführende Funktion für eine temperaturabhängige Reaktionsaktivierung und gaben die folgende Reifefunktion an:

$$k(T) = p \cdot e^{-\frac{U_h}{R} \cdot \frac{1}{T_K}} \quad (2.9)$$

Dabei sind: p ein Prozeßfaktor, U_h [kJ/mol] die Aktivierungsenergie für Hydratation, $R = 8.315$ [J/(mol ·K)] die allgemeine Gaskonstante, $T_K = 273 + T$ [K] die absolute Temperatur.

Die Aktivierungsenergie U_h müsste prinzipiell für jede chemische Zementzusammensetzung ermittelt werden. Freiesleben und Pederson [57] fanden folgenden Zusammenhang, der für unterschiedliche Zementzusammensetzungen Gültigkeit hat:

$$\begin{array}{lll} U_h(T) = 33.5 & \text{kJ/mol} & \text{für } T > 20^\circ\text{C} \\ U_h(T) = 33.5 + 1.47 \cdot (20 - T) & \text{kJ/mol} & \text{für } T \leq 20^\circ\text{C} \end{array}$$

Setzt man (2.9) in (2.6) ein, so ergibt sich

$$f(T) = e^{-\frac{U_h}{R} \left(\frac{1}{T+273} - \frac{1}{T_{ref}+273} \right)} \quad (2.10)$$

Exponentielle Reifefunktion In Analogie zur Reifefunktion nach Van't Hoff/Rastrup [126] hat Carino [39] eine exponentielle Reifefunktion vorgeschlagen:

$$k(T) = C \cdot e^{BT} \quad (2.11)$$

Dabei sind: C [1/h], B [1/K] Regressionskonstanten. B wird auch als Temperatur-Sensitivitäts-Faktor bezeichnet. Nach [40] besteht zwischen B und die Aktivierungsenergie U_h folgende Beziehung:

$$B = 0.00125 \cdot U_h \quad (2.12)$$

Die relative Temperaturfunktion lässt sich dann wie folgt darstellen:

$$f(T) = e^{B(T-T_{ref})} \quad (2.13)$$

Nach Carino [40] und anderen Autoren [102] [67] gibt die Arrhenius-Reifefunktion die tatsächlichen Vorgänge im Beton besser als die Reifefunktion nach Saul wieder. Bei entsprechender Wahl des Parameters kann die exponentielle Reifefunktion die Temperaturabhängigkeit der Reaktion des Zements genau so gut beschreiben wie die Arrhenius-Reifefunktion. Weil die exponentielle Reifefunktion mathematisch einfacher als die Arrhenius-Reifefunktion ist und der Temperatur-Sensitivitäts-Faktor B (abhängig von der Zusammensetzung des Zements) von der Aktivierungsenergie U_h transformiert werden kann [40], wird sie in der vorliegenden Arbeit weiter verwendet.

Die Rate der Hydratationswärmeentwicklung q [kW/(m³)] des Betons in der Wärmeleitungsgleichung (2.1) ergibt sich aus (2.4), (2.5) und (2.6):

$$q(t, t_e) = \frac{dQ}{dt} = c\rho \frac{dT_{ad}}{dt} = c\rho d \frac{dT_{ad}}{dt_e} \frac{dt_e}{dt} = cpabn \frac{e^{-b/t_e^n}}{t_e^{n+1}} \frac{dt_e}{dt} = cpabn \frac{e^{-b/t_e^n}}{t_e^{n+1}} f(T) \quad (2.14)$$

Bei Verwendung der exponentiellen Reifefunktion (2.13) ergibt sich:

$$q(t, t_e) = cpabn \frac{e^{-b/t_e^n}}{t_e^{n+1}} f(T) = cpabn \frac{e^{-b/t_e^n}}{t_e^{n+1}} e^{B(T-T_{ref})} \quad (2.15)$$

Hydratationsgrad

Der Hydrationsgrad ist ein Maß für den Fortschritt der Hydratation (Reaktion zwischen Zement und Wasser im Beton). Zur Beschreibung des Hydratationsgrades wird in der Praxis meistens die Hydrationswärme, eine gute messbare Größe, herangezogen [102]:

$$\xi(t) = \frac{\text{bis zum Zeitpunkt } t \text{ abgegebene Wärme}}{\text{Summe der gesamten Hydratationswärme}} = \frac{Q(t)}{Q(t = \infty)} \quad (2.16)$$

Dabei sind ξ der Hydratationsgrad, t die aktuelle Prozeßzeit, und Q die Hydratationswärme. Bei Verwendung von (2.4) und (2.5) erhält man folgende Funktion zur Ermittlung des Hydratationsgrades:

$$\xi(t) = \frac{Q(t)}{Q(t = \infty)} = e^{-\frac{b}{t_e^n}} \quad (2.17)$$

Hierbei sind b und n die Materialkonstanten und t_e die dem aktuellen Zeitpunkt t entsprechende äquivalente Zeit.

2.3 Konvektiver Wärmeübergang (fühlbarer Wärmestrom)

Der Wärmeaustausch zwischen dem Bauwerk und der Luft durch Konvektion lässt sich wie folgt ausdrücken,

$$H = \alpha_k \cdot (T_o - T_l) \quad (2.18)$$

Hierbei sind: H [W/m²] fühlbarer Wärmestrom, welcher durch Konvektion erfolgt, α_k [W/(m²·K)] die konvektive Wärmeübergangszahl, T_l die Lufttemperatur und T_o die Oberflächentemperatur des Bauwerks.

α_k ist eine Funktion von mehreren Faktoren, wie z.B. Windgeschwindigkeit, Lufttemperatur und Temperatur der Bauwerkoberfläche, Formen und Abmessungen der Bauwerkoberfläche, Lage der Bauwerkoberfläche zum Schwerfeld der Erde und Beschaffenheit der Bauwerkoberfläche. Man unterscheidet zwischen konvektivem Wärmeübergang bei der freien Strömung, die nur durch Dichteunterschiede infolge von Temperaturgefälle entlang der Oberfläche erzeugt wird, und Wärmeübergang bei erzwungener Strömung.

Bei freier Konvektion kann die Wärmeübergangszahl bei turbulenter Strömung α_{kf} [W/(m²·K)] wie folgt berechnet werden [33]:

Für den Luftstrom entlang einer senkrechten Wand:

$$\alpha_{kf} = 1.45\sqrt[3]{\Delta T} \quad (2.19)$$

Für den Luftstrom an einer waagerechten Fläche:

$$\alpha_{kf} = 2.0\sqrt[4]{\Delta T} \quad \text{für Wärmestrom nach unten} \quad (2.20)$$

$$\alpha_{kf} = 2.7\sqrt[4]{\Delta T} \quad \text{für Wärmestrom nach oben} \quad (2.21)$$

Hierbei ist $\Delta T = |T_o - T_l|$ [K] der Temperaturunterschied zwischen der Bauwerkoberfläche und der Umgebung, mit T_o die Temperatur der Bauwerkoberfläche und T_l die Lufttemperatur.

Nach [84] kann die konvektive Wärmeübergangszahl α_{kz} [W/(m²·K)] infolge erzwungener Strömung in Abhängigkeit von der Windgeschwindigkeit wie folgt ermittelt werden:

$$\alpha_{kz} = \zeta' \cdot v \quad \text{für } v \leq 5 \text{ m/s} \quad (2.22)$$

$$\alpha_{kz} = 7.15 \cdot v^{0.78} \quad \text{für } v > 5 \text{ m/s} \quad (2.23)$$

Nach [84], [127] schwankt der empirische Faktor ζ' zwischen 4.0 und 5.0. In der Natur treten die freie Konvektion und die erzwungene Konvektion häufig gleichzeitig auf. Nach [127] gilt die folgende Formel zur Ermittlung der gesamten konvektiven Wärmeübergangszahl α_k :

$$\alpha_k = \sqrt[3]{\alpha_{kf}^3 + \alpha_{kz}^3} \quad (2.24)$$

Auf Grund der Gleichungen von anderen Autoren gibt Raiss [124] für eine Windgeschwindigkeit $v \leq 5.0$ m/s die gesamte konvektive Wärmeübergangszahl nach Gleichung (2.25) an.

$$\alpha_k = 2.6 \cdot (\sqrt[3]{\Delta T} + 1.54v) \quad (2.25)$$

Dabei ist α_k die konvektive Wärmeübergangszahl in W/(m²·K), v die Windgeschwindigkeit in m/s und ΔT der Temperaturunterschied zwischen der Bauwerkoberfläche und der

Umgebungsluft.

Die Gleichung (2.25) ist für den Wärmeübergang durch freien Auftrieb an vertikalen Flächen aufgestellt. Sie lässt sich näherungsweise auch für horizontale Flächen benutzen [89].

Im Bauwesen wird häufig der Einfluss der unterschiedlichen Temperaturen von Oberfläche und Umgebungsluft mit einem konstanten Faktor erfasst. Damit benutzt man eine empirische Formel oder Tabelle zur Abschätzung der konvektiven Wärmeübertragung. Nach Jürges [84] ist für eine Windgeschwindigkeit $v \leq 5.0$ m/s die konvektive Wärmeübergangszahl α_k [W/(m²·K)] mit Gleichung (2.26) abzuschätzen:

$$\alpha_k = 5.8 + 4.0v \quad (2.26)$$

Durch eine Parameterstudie gibt Fouad [56] die konvektive Wärmeübergangszahl α_k , welche von der Windgeschwindigkeit und der Neigung der Oberfläche abhängen, in Tabelle 2.1 an. Dabei wird vorausgesetzt, dass die Temperatur der Bauwerkoberfläche höher als die Umgebungslufttemperatur ist. Die Werte in Tabelle 2.1 stimmen mit den Werten verschiedener Autoren [89, 127] weitgehend überein.

Tabelle 2.1: Konvektive Wärmeübergangszahlen nach [56]

v [m/s]		0	1	2	5	10	20
α_k [W/(m ² ·K)]	Außenwand	4.5	7.5	10.5	23	43	73
	Fläche nach oben	6.0	8.5	11.5	24	43.5	73
	Fläche nach unten	1.5	6.0	9.0	22	42.5	73

Gleichungen 2.25, 2.26 und 2.24 sind bei Nichtberücksichtigung der Verdunstung auf der Oberfläche (die Oberfläche ist trocken) abgeleitet. Im Vergleich zu 2.24 sind 2.25 und 2.26 mathematisch einfacher und daher für die Abschätzung der konvektiven Wärmeübergangszahl mit Taschenrechner geeignet. Diese Vorteile sind aber bei Verwendung von leistungsfähigen PC oder Großcomputer kaum noch erkennbar. Außerdem sind sie nur bei der Windgeschwindigkeit $v \leq 5.0$ m/s gültig. Der Genauigkeit halber wird in der vorliegenden Arbeit bei Nichtberücksichtigung der Verdunstung auf der Oberfläche die Gleichung 2.24 zur Berechnung der konvektiven Wärmeübergangszahl verwendet. Beim Vorhandensein der Verdunstung (die Oberfläche ist nass) wird die Windenergie teilweise durch den Verdunstungsvorgang verbraucht. Es steht im Vergleich zur trockenen Oberfläche bei gleicher Windgeschwindigkeit weniger Energie für den konvektiven Wärmeübergang zur Verfügung. Die konvektive Wärmeübergangszahl bei Mitberücksichtigung der Verdunstung wird in der vorliegenden Arbeit im Zusammenhang mit der Berechnung der latenten Wärme anhand von (2.105) abgeschätzt.

2.4 Kurzwellige Strahlung (Globalstrahlung)

2.4.1 Nettoglobalstrahlung

Der größte Energieanteil ($> 98\%$) der Sonne, der in den Raum abgestrahlt wird, besteht aus kurzwelliger Strahlung (Wellenlänge zwischen 0.2 und $3\mu\text{m}$) [48]. Durch Trübung der Atmosphäre erreicht nur ein Teil der Sonnenenergie die Oberfläche eines Bauwerkes in Form von direkten und diffusen Strahlungen [56]. Die Wärmezufuhr aus Sonnenstrahlung (Nettoglobalstrahlung) an der Bauwerkoberfläche q^G [W/m^2] kann wie folgt ermittelt werden:

$$q^G = (1.0 - \alpha) \cdot \tilde{I}_G(\beta_f, \alpha_f) \quad (2.27)$$

mit		
$\tilde{I}_G(\beta_f, \alpha_f)$	[W/m^2]	Globalsonnenstrahlung auf die Bauwerkoberfläche
β_f	[$^\circ$]	Neigung der Bauwerkoberfläche (Abb. 2.1), β_f ist als Winkel zwischen der Flächennormalen und der Horizontalen definiert, $0^\circ \leq \beta_f \leq 180^\circ$
α_f	[$^\circ$]	Azimut der Bauwerkoberfläche. α_f wird in Anlehnung an die Astronomie von der Südrichtung ausgehend westwärts mit positivem und ostwärts mit negativem Vorzeichen eingesetzt, $-180^\circ \leq \alpha_f \leq +180^\circ$.
α	[–]	Albedo der Bauwerkoberfläche bzgl. der Globalsonnenstrahlung, die prozentualen Anteile der reflektierten Globalsonnenstrahlung.

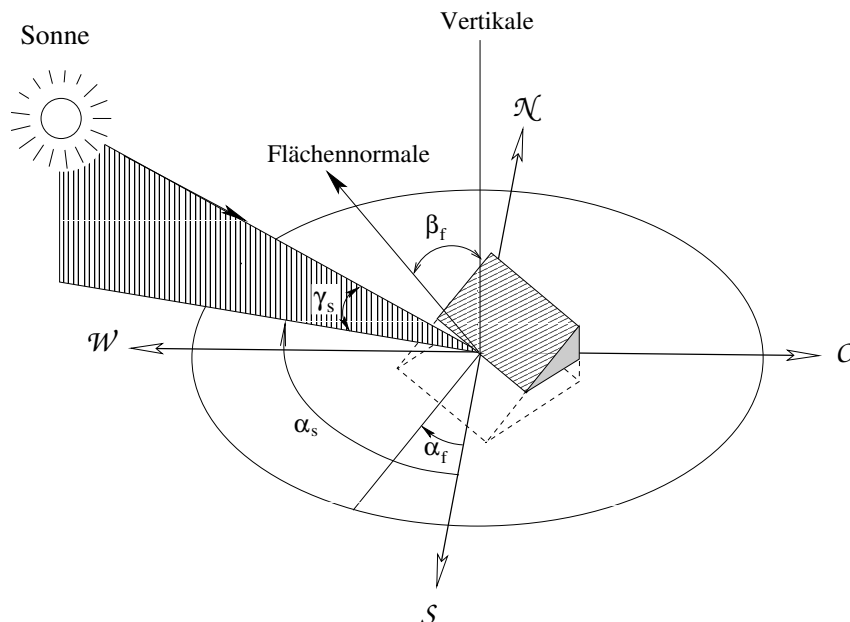


Abb. 2.1: Winkelbeziehungen zur Definition des Sonnenstandes und der Orientierung von Flächen

Die Albedo α einer Betonbauwerkoberfläche ist vom Zustand (Farbe, Rauheit und Feuchtigkeit) der reflektierenden Fläche abhängig. Verschmutzung, Verwitterung und Befeuchtung können die Beschaffenheit der Bauwerkoberflächen verändern, damit auch die Albedos. Verschmutzung und Verwitterung vermindern die Albedo. Befeuchtung macht die Oberfläche deutlich weniger reflektierend. Die Farbe des Zements beeinflusst die Größe der Albedo erheblich. Betonoberflächen mit Weisszement haben höhere Albedo als die mit Grauzement. Auch die Farbe der Zuschlagstoffe kann u.U. einen Einfluss auf die Albedo der Betonoberflächen ausüben. Für jungen Beton nimmt die Albedo mit dem Alter zu. Levinson und Akbari [97] haben bei ihren umfangreichen Untersuchung eine durchschnittliche Albedozunahme von 0.12 innerhalb der ersten sechs Wochen beobachtet. Danach ändert sich die Albedo bei ansonsten gleichen Bedingungen mit dem Alter nicht mehr. Die Tabelle 2.2 zeigt die von Levinson und Akbari gemessenen Albedos bezüglich der Globalstrahlung α für Oberflächen des Grauzementbetons mit verschiedenen Zuschlagstoffen bei unterschiedlichen Oberflächenzuständen. Die Sonnenhöhe γ_s (siehe Abb.2.1) bei der Messung war größer als 42° . Die Zahlen in den Klammern sind die Mittelwerte.

Tabelle 2.2: Albedo α für Betonoberflächen bei unterschiedlichen Altern und Zuständen nach [97]

Betonalter	Oberflächenzustand	Albedo
1 Woche	glatt, nicht befeuchtet	0.35~0.53(0.43)
	rauh, nicht befeuchtet	0.09~0.36 (0.20)
20 Wochen	glatt, befeuchtet	0.13~0.19(0.16)
	rauh, befeuchtet	0.10~0.22(0.16)
	glatt, trocken	0.41~0.52(0.45)
	rauh, trocken	0.19~0.48(0.32)

Die Albedo α bleibt bei großen Sonnenhöhen ($\gamma_s > 40^\circ$) fast konstant. Bei $\gamma_s < 40^\circ$ wird sie mit abnehmender Sonnenhöhe größer[118]. Wegen des Mangels an Messdaten der Albedo der Betonoberfläche bei niedriger Sonnenhöhe wird in der vorliegenden Arbeit für die nasse bzw. trockene Betonoberfläche jeweils nur eine konstante Albedo (die Albedo bei großer Sonnenhöhe) verwendet und die Beeinflussung der Sonnenhöhe auf die Albedo nicht berücksichtigt. Mit dieser Vereinfachung wird das Resultat bei der Temperatur- und Spannungsberechnung auf die sichere Seite hin verschoben, da bei Verwendung einer konstanten Albedo weniger Sonnenstrahlung von der Betonoberfläche reflektiert und der Beton im Randbereich der Betonmauer in der warmen Jahreszeit mehr von der Sonnenstrahlung erwärmt wird, was zu größeren im Winter auftretenden Zugspannungen auf der Betonoberfläche führt (siehe Abschnitt 5.7.4).

Die Globalstrahlung auf eine beliebig orientierte und geneigte Bauwerkoberfläche $\tilde{I}_G(\beta_f, \alpha_f)$ (oder in kurzem \tilde{I}_G) kann mit Hilfe der im Folgenden dargestellten empirischen Formeln abgeschätzt werden.

2.4.2 Extraterrestrische Sonnenstrahlung und Sonnenstand

Extraterrestrische Sonnenstrahlung

Die von der Sonne ausgesandte Strahlung trifft ungeschwächt auf die Erdatmosphäre. Die auftreffende Strahlungsenergie ändert sich mit der Entfernung zwischen der Erde und der Sonne. Somit ist sie eine Funktion der Jahreszeit. Nach [117] wird die Intensität der extraterrestrischen Sonnenstrahlung I_0 [W/m²] berechnet durch

$$I_0 = I_{SC}(1.0 + 0.03344 \cos(\theta - 2.80)) \quad (2.28)$$

Dabei sind: $I_{SC} = 1367$ W/m² die Solarkonstante und $\theta = 360 \times n_d/365.25$ [°] der Tageswinkel, wobei n_d fortlaufende Nummer des Tages ist. n_d ist vom Mittag (12:00 Uhr) am 31. Dezember an gerechnet, i.e., für den Mittag am 1. Januar ist $n_d = 1$ definiert. Eine Jahreslänge von 365.25 Tagen wird verwendet, um die Wirkung eines Schaltjahrs je vier Jahre näherungsweise zu berücksichtigen.

Sonnenstand

Der Sonnenstand am jeweiligen Ort wird in der Meteorologie durch zwei Winkel, den Sonnenazimut α_s und die Sonnenhöhe γ_s (Abb.2.1), definiert. α_s ist die Abweichung des Sonnenstandes von der Südrichtung(nach Osten negativ und nach Westen positiv). γ_s stellt sich als Winkel zwischen der direkten Sonnenstrahlung und dem Horizont dar. Beide Winkel sind von der geographischen Breite des Orts, dem Stundenwinkel und der Sonnendeklination abhängig.

- **Stundenwinkel:** Der Stundenwinkel ω_s [°] stellt die Zeit eines Tages durch den Winkel der Erddrehung um ihre Achse von ihrer Solarmittagsposition des jeweiligen Orts dar (Abb.2.2). Aus der wahren Ortszeit WOZ [h] und der Geschwindigkeit der Erddrehung, die 15 geographische Längengrade in der Stunde beträgt, ergibt sich:

$$\omega_s = 15 \cdot (WOZ - 12.0) \quad (2.29)$$

Die wahre Ortszeit wird aus der Zonenzeit t_z [h], der Zeitgleichung z_g [h], der geographischen Länge des Bezugsmeridians der Zeitzone l_b [°] und der geographischen Länge des Orts l_o [°] berechnet:

$$WOZ = t_z + z_g - (l_o - l_b)/15 \quad (2.30)$$

Die Zeitgleichung z_g stellt den Unterschied zwischen wahrer und mittlerer Ortszeit dar, wenn die im Jahresverlauf variable Bahngeschwindigkeit der Erde um die Sonne und die damit verbundene unterschiedliche Länge der Sonnentage berücksichtigt wird [76]. Die Größe der Zeitgleichung im Ablauf eines Kalenderjahres wird in [117] dargestellt durch:

$$z_g = -0.128 \sin(\theta - 2.8) - 0.165 \sin(2\theta + 19.7) \quad (2.31)$$

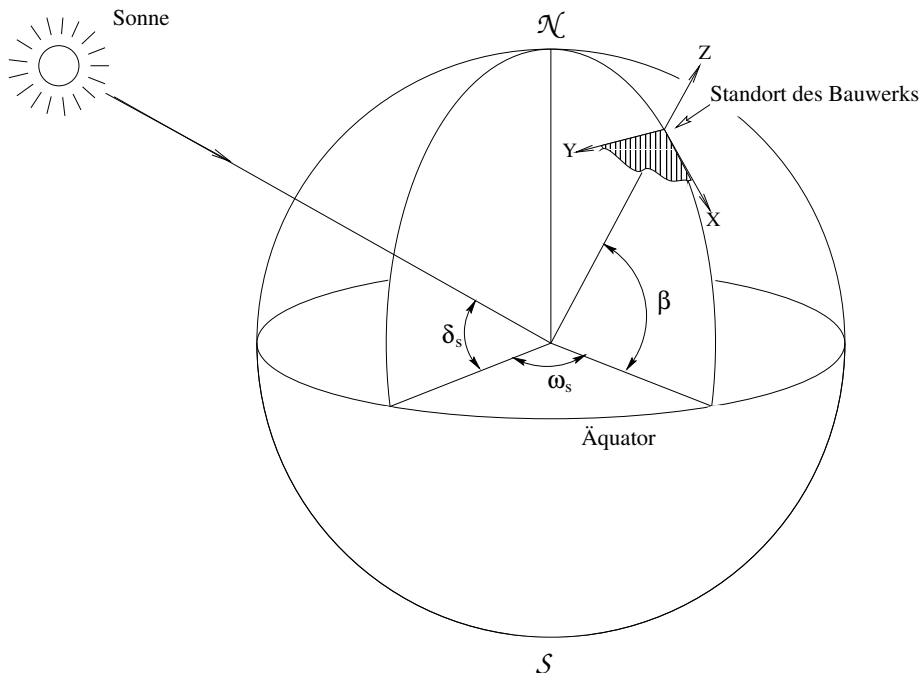


Abb. 2.2: Das Horizontsystem

- **Sonnendeklination:** Der Winkel zwischen der Verbindung Sonne-Erde und der Äquatorebene der Erde (Abb.2.2), die sogenannte “Sonnendeklination”, ändert sich jahreszeitlich. Am 22. Juni erreicht er sein Maximum mit 23.45° und am 22. Dezember sein Minimum -23.45° . Zu den Zeitpunkten der Tag- und Nachtgleiche, am 21. März und am 21. September, verschwindet er. Da sich die für eine Bestimmung der Sonnendeklination notwendige Kenntnis der Erdbewegung einer exakten Berechnung entzieht, wird sie bei der praktischen Aufgabenstellung durch eine empirische Formel angenähert. In [117] wird δ_s [°] angesetzt durch:

$$\delta_s = \arcsin(0.3978 \sin(\theta - 80.2 + 1.92 \sin(\theta - 2.8))) \quad (2.32)$$

Für eine Berechnung des Sonnenstandes eines Orts zu einer beliebigen Tageszeit wird der Einheitsvektor von der Erde in Richtung der Sonne v_s bestimmt. Im Horizontsystem ergibt sich:

$$v_s = \begin{pmatrix} e_1 \\ e_2 \\ e_3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \cos \delta_s \cdot \cos \omega_s \cdot \sin \beta - \sin \delta_s \cdot \cos \beta \\ \cos \delta_s \cdot \sin \omega_s \\ \cos \delta_s \cdot \cos \omega_s \cdot \cos \beta + \sin \delta_s \cdot \sin \beta \end{pmatrix} \quad (2.33)$$

mit

e_1, e_2, e_3	[m]	Komponenten des Vektors v_s
ω_s	[°]	Stundenwinkel
δ_s	[°]	Sonnendeklination
β	[°]	geographische Breite

Aus dem Einheitsvektor v_s ergeben sich der Sonnenazimut

$$\alpha_s = \arctan\left(\frac{e_2}{e_1}\right) = \arctan\left(\frac{\cos \delta_s \cdot \sin \omega_s}{\cos \delta_s \cdot \cos \omega_s \cdot \sin \beta - \sin \delta_s \cdot \cos \beta}\right) \quad (2.34)$$

und die Sonnenhöhe

$$\gamma_s = \arcsin(e_3) = \arcsin(\cos \delta_s \cdot \cos \omega_s \cdot \cos \beta + \sin \delta_s \cdot \sin \beta) \quad (2.35)$$

2.4.3 Sonnenstrahlung auf horizontale Fläche

Direkte Sonnenstrahlung auf horizontale Fläche bei wolkenlosem Himmel

Infolge der Streuung an den Molekülen reiner Atmosphäre (Rayleigh -Streuung), der Streuung am Aerosol (Staub, Smog, etc.) und der Absorption im Wasserdampf, Ozon, und gemischten Gase, trifft auf die Erdoberfläche nur ein Bruchteil der den Rand der Erdatmosphäre erreichenden Sonnenenergie [117]:

$$I = I_0 e^{-T_L(\gamma_s) m \delta_R} \quad (2.36)$$

mit

I	[W/m ²]	Intensität der direkten Sonnenstrahlung normal zur Einstrahlungsrichtung an der Erdoberfläche
I_0	[W/m ²]	Intensität der extraterrestrischen Sonnenstrahlung
$T_L(\gamma_s)$	[-]	von der Sonnenhöhe abhängiger Linkescher Trübungsfaktor
γ_s	[°]	Sonnenhöhe
m	[-]	Relative optische Luftmasse
δ_R	[-]	Rayleighsche optische Dicke der reinen Atmosphäre pro Einheitsluftmasse bei der gegebenen Sonnenhöhe.

- **Relative optische Luftmasse** Als relative optische Luftmasse m wird nach [85] durch die folgende Beziehung definiert (Abb.2.3)

$$m = \frac{p}{p_0} \cdot \frac{\bar{CB}}{\bar{AB}} = \frac{p}{p_0} \cdot \frac{1}{\sin \gamma_s} \quad (2.37)$$

mit

$\frac{p}{p_0}$	[-]	Korrektur für Ortshöhe(siehe nachfolgend)
γ_s	[°]	Sonnenhöhe

In der Gleichung (2.37) wird der Einfluss der atmosphärischen Brechung und der Krümmung der Erdoberfläche auf die optische Weglänge vernachlässigt. Um diesen Einfluss zu berücksichtigen, haben Kasten und Young [87] folgende Beziehung vorgeschlagen:

$$m = \frac{p}{p_0} \cdot \frac{1}{\sin \gamma_s + 0.50572(\gamma_s + 6.07995)^{-1.6364}} \quad (2.38)$$

Das Verhältnis $\frac{p}{p_0}$ ist abhängig vom Luftdruck am Ort p und dem Normdruck p_0 (Luftdruck auf dem Meeresspiegel bei Normtemperatur). Nach Kasten kann $\frac{p}{p_0}$ aber approximiert werden durch:

$$\frac{p}{p_0} = 1 - \frac{z}{8000} \quad (2.39)$$

dabei ist z [m] die Höhe am Ort.

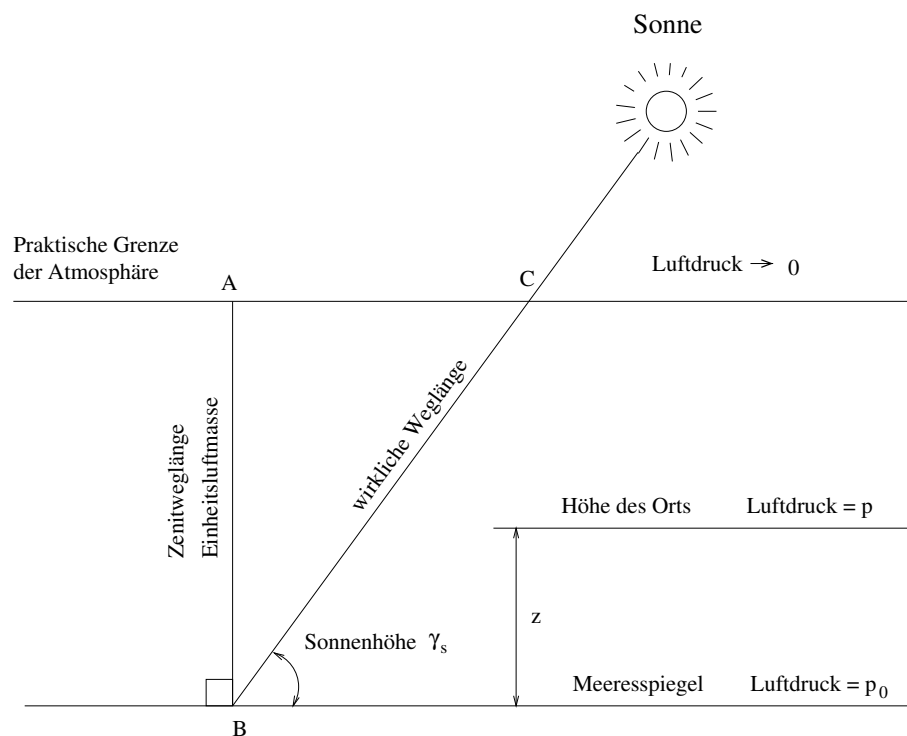


Abb. 2.3: Das Konzept der relativen optischen Luftmasse nach [85]

- **Rayleighsche optische Dicke** δ_R ist die optische Dicke der reinen Atmosphäre pro Einheitsluftmasse entlang des angegebenen optischen Wegs. δ_R stellt einen Gradmesser des Einflusses der Rayleigh-Streuung auf die Abschwächung der direkten Sonnenstrahlung dar. δ_R ist von der wirklichen optischen Weglänge und damit der relativen Luftmasse abhängig. Nach Kasten [86] [88] kann δ_R durch folgende Beziehung approximiert werden:

$$\delta_R = \begin{cases} \frac{1}{9.4+0.9m} & \text{für } m > 20 \\ \frac{1}{6.6296+1.7513m-0.1202m^2+0.0065m^3-0.00013m^4} & \text{für } 1 < m < 20 \end{cases} \quad (2.40)$$

Dabei ist m die relative Luftmasse.

- **Linkescher Trübungsfaktor** Der atmosphärische Trübungsfaktor nach Linke gibt an, wieviel ideale Atmosphäre zusammengenommen werden müsste, um denselben Strahlungsverlust zu bewirken, wie die tatsächlich über dem Ort lagernde Luft. Er hängt von zahlreichen Faktoren ab, z.B. von der Höhe des Ortes über dem Meeresspiegel, der Sonnenhöhe, dem Wasserdampfgehalt der Luft, Staubgehalt der Luft, von Witterungseinflüssen etc. Zahlreiche empirische Beziehungen wurden empfohlen, um die vorgenannten Faktoren zu berücksichtigen und einen den tatsächlichen atmosphärischen Verhältnissen entsprechenden Trübungsfaktor abzuschätzen. Darunter liefert die WMO-Methode die besten Ergebnisse [117].

Die WMO-Methode [155] geht von der Annahme aus, dass der Linkesche Trübungsfaktor von Luftmasse 2 (Sonnenhöhe von 30°) am Meeresspiegel gleich 3.3 ist. Nach

den Höhen-, Luftfeuchten-, Aerosoleffekts- und Sonnenhöhenkorrekturen erhält man den Linkeschen Trübungsfaktor am jeweiligen Ort.

- **Höhenkorrektur** $T_{L_1} = -3.5 \times 10^{-5} z$, dabei ist z [m] die Höhe des Orts.
- **Luftfeuchtekorrektur** $T_{L_2} = 0.5 \ln(p_w) - 1.1$, dabei ist p_w [hPa] der Wasserdampfdruck am Boden des Orts. Nach [7] kann p_w bei der Vorgabe der relativen Luftfeuchte und der Lufttemperatur (dry-bulb temperature) wie folgt berechnet werden:

$$p_w = RH \cdot p_{ws}$$

$$p_{ws} = \begin{cases} 10 e^{C_1/T+C_2+C_3T+C_4T^2+C_5T^3+C_6T^4+C_7 \ln(T)} & \text{für } -100^\circ < T_l < 0^\circ C \\ 10 e^{C_8/T+C_9+C_{10}T+C_{11}T^2+C_{12}T^3+C_{13} \ln(T)} & \text{für } 0^\circ < T_l < 200^\circ C \end{cases}$$

Dabei sind:

RH	[-]	relative Luftfeuchte
p_{ws}	[mb]	Sättigungswasserdampfdruck
T	[K]	$T = T_l + 273.15$, wobei T_l [°] die Lufttemperatur
$C_1 - C_{13}$		Regressionskonstanten

$C_1 = -5.6745359 \times 10^3$	$C_8 = -5.8002206 \times 10^3$
$C_2 = -5.1523058 \times 10^{-1}$	$C_9 = -5.5162560$
$C_3 = -9.6778430 \times 10^{-3}$	$C_{10} = -4.8640239 \times 10^{-2}$
$C_4 = 6.2215701 \times 10^{-7}$	$C_{11} = 4.1764768 \times 10^{-5}$
$C_5 = 2.0747825 \times 10^{-9}$	$C_{12} = -1.4452093 \times 10^{-8}$
$C_6 = -9.4840240 \times 10^{-13}$	$C_{13} = 6.5459673$
$C_7 = 4.1635019$	

Für $0 < T_l < 100^\circ C$ liefert die von Tetens [148] in 1930 empfohlene Formel vergleichbare Ergebnisse wie die oben vorgestellten Formeln:

$$p_{ws} = 6.1 e^{(17.3 T_l)/(237.3+T_l)} \quad (2.41)$$

Dabei sind p_{ws} der Sättigungswasserdampfdruck in mb und T_l die Lufttemperatur in °C.

- **Aerosoleffektskorrektur** T_{L_3} wird abgeschätzt als eine Funktion der Bläue des Himmels, welche die Menge der atmosphärischen Aerosols und die Trübheit des Himmels reflektiert. T_{L_3} wird in Tabelle **2.3** angegeben.

Der Linkesche Trübungsfaktor von Luftmasse 2 am jeweiligen Ort T_L beträgt dann:

$$T_L = 3.3 + T_{L_1} + T_{L_2} + T_{L_3} \quad (2.42)$$

- **Sonnenhöhenkorrektur** T_{L_4} wurde original in [155] in diskreten Werten angegeben. In [117] ist eine diesen diskreten Werten angepasste kontinuierliche Formel vorgeschlagen:

Tabelle 2.3: Aerosoleffektskorrektur T_{L_3} in Abhängigkeit von der Himmelsfarbe

Farbe des Himmels	tiefblau	klares blau	mittelblau	blasses blau	milchiges blau	weißlich
Abgeschätzter Koeffizient der Trübheit	0.02	0.04	0.06	0.10	0.20	> 0.35
T_{L_3}	-0.8	-0.3	0	0.7	2.1	>4.0

Für $T_L > 2.5$

$$T_{L_4} = -0.85 + 2.25 \sin \gamma_s - 1.11 \sin^2 \gamma_s \quad (2.43)$$

Für $T_L < 2.5$

$$T_{L_4} = (-0.85 + 2.25 \sin \gamma_s - 1.11 \sin^2 \gamma_s)(T_L - 1)/1.5 \quad (2.44)$$

Der Linkesche Trübungsfaktor bei einer Sonnenhöhe γ_s ergibt sich zu:

$$T_L(\gamma_s) = T_L + T_{L_4} \quad (2.45)$$

Setzt man (2.40) in (2.36) ein, erhält man

$$I = I_0 e^{-T_L(\gamma_s) \frac{1}{0.9+9.4/m}} \quad (2.46)$$

Durch in-situ Messung der direkten Sonnenstrahlungsintensität normal zur Strahlungsausbreitungsrichtung kann man (2.46) benutzen, um den Trübungsfaktor am Ort zu ermitteln.

Die direkte Sonnenstrahlung auf eine zur Einstrahlungsrichtung senkrechte Fläche stellt das Maximum der zur Verfügung stehenden direkten Sonnenstrahlung dar. Die auf eine horizontale Fläche auffallende Sonnenstrahlung ergibt sich über das Lambert'sche Cosinus-Gesetz:

$$I_B = I \cdot \sin \gamma_s \quad (2.47)$$

mit

I_B	[W/m ²]	Intensität der direkten Sonnenstrahlung auf horizontale Fläche
I	[W/m ²]	Intensität der direkten Sonnenstrahlung normal zur Einstrahlungsrichtung am Ort
γ_s	[°]	Sonnenhöhe

Diffuse Sonnenstrahlung auf horizontale Fläche bei wolkenlosem Himmel

Ein Teil der in der Erdatmosphäre gestreuten Sonnenstrahlung erreicht als diffuse Himmelsstrahlung die Erdoberfläche. Anders als die direkte Sonnenstrahlung fällt diese Himmelsstrahlung aus allen Richtungen des Himmelsgewölbes auf die Bauwerkoberflächen und ist beim wolkenlosen Himmel im Wesentlichen von der Sonnenhöhe und der Trübung der

Atmosphäre abhängig [89]. Mit der Annahme, dass die Streuung der Sonnenstrahlung in der Atmosphäre isotrop ist, kann die diffuse Himmelsstrahlung auf eine horizontale Fläche bei wolkenlosem Himmel folgendermaßen abgeschätzt werden [117]:

$$I_D = 0.5(I_0 - I - I_{abs}) \sin \gamma_s \quad (2.48)$$

mit

I_D	[W/m ²]	diffuse Himmelsstrahlung auf horizontale Fläche bei wolkenlosem Himmel
I_0	[W/m ²]	extraterrestrische Sonnenstrahlung
I	[W/m ²]	direkte Sonnenstrahlung normal zur Einstrahlungsrichtung bei wolkenlosem Himmel
I_{abs}	[W/m ²]	die von der Atmosphäre absorbierte Sonnenstrahlung, welche für die Streuung nicht zur Verfügung steht
γ_s	[°]	Sonnenhöhe

Nach Aydinli [8] kann die von der Atmosphäre absorbierte Sonnenstrahlung I_{abs} aus der extraterrestrischen Sonnenstrahlung, der Sonnenhöhe und dem Linkeschen Trübungsfaktor wie folgt berechnet werden:

$$I_{abs} = I_0(1 - q_a^m) \quad (2.49)$$

$$q_a^m = \left(\sum_{i=0}^5 a_i \gamma_s^i \right) (0.506 - 0.010788 T_L(\gamma_s)) \quad (2.50)$$

mit

I_{abs}	[W/m ²]	die von der Atmosphäre absorbierte Sonnenstrahlung
I_0	[W/m ²]	extraterrestrische Sonnenstrahlung
q_a^m	[-]	Atmosphärischer Transmissionskoeffizient für Absorption bei einer optischen Weglänge von Luftmasse m
a_0 a_5	[-]	Konstanten, $a_0 = 1.294$, $a_1 = 2.4417 \times 10^{-2}$, $a_2 = -3.973 \times 10^{-4}$, $a_3 = 3.8034 \times 10^{-6}$, $a_4 = -2.2145 \times 10^{-8}$, $a_5 = 5.8332 \times 10^{-11}$
γ_s	[°]	Sonnenhöhe
$T_L(\gamma_s)$	[-]	Linkescher Trübungsfaktor bei Sonnenhöhe γ_s

Bei Ersetzen von I und I_{abs} in der Gleichung (2.48) durch (2.46) und (2.49) ergibt sich:

$$I_D = 0.5 I_0 (q_a^m - e^{-T_L(\gamma_s) \frac{1}{0.9+9.4/m}}) \sin \gamma_s \quad (2.51)$$

Dabei ist m [-] die relative optische Luftmasse.

Direkte Sonnenstrahlung auf horizontale Fläche bei bedecktem und wolkigem Himmel

Durch Bewölkung wird die die Erdoberfläche erreichende Sonnenstrahlung erheblich reduziert. An bedeckten Tagen kann die direkte Sonnenstrahlung als Null angenommen werden. An wolkigen Tagen ist die direkte Sonnenstrahlung auf horizontale Fläche \tilde{I}_B von der Art und dem Bedeckungsgrad der Wolken abhängig. Sie kann wie folgt abgeschätzt werden:

$$\tilde{I}_B = I_B \cdot (1 - m_c) = I_B \cdot SF \quad (2.52)$$

mit		
\tilde{I}_B	[W/m ²]	direkte Sonnenstrahlung auf horizontale Fläche bei wolkigem Himmel
I_B	[W/m ²]	direkte Sonnenstrahlung auf horizontale Fläche bei wolkenlosem Himmel, abgeschätzt mit (2.47)
m_c, SF	[-]	Bewölkungsgrad und relative Sonnenscheindauer, näherungsweise kann $1 - m_c = SF = \frac{n}{N}$ angenommen werden. $\frac{n}{N}$ ist das Verhältnis der wirklichen zur potentiellen Sonnenscheindauer.

Diffuse Sonnenstrahlung auf horizontale Fläche bei bedecktem und wolkigem Himmel

Bei völlig bedecktem Himmel kann Gleichung (2.48) zur Abschätzung der diffusen Sonnenstrahlung, welche unter diesem Umstand auch gleich der Globalsonnenstrahlung ist, verwendet werden. Dabei ist die direkte Sonnenstrahlung I gleich Null, und der Linkesche Trübungsfaktor T_L muss je nach Art der Wolken korrigiert werden.

Wegen der komplexen Wirkung der Bewölkung muss man bei der Ermittlung der diffusen Sonnenstrahlung bei bedecktem und wolkigem Himmel anhand der oben beschriebenen meteorologischen Modellen mit großen Abweichungen rechnen. Bessere Ergebnisse können erzielt werden, wenn man aus der berechneten oder gemessenen direkten oder Globalsonnenstrahlung anhand eines statistischen Modells die diffuse Sonnenstrahlung berechnet.

- **Ermittlung der diffusen Sonnenstrahlung anhand des Beam-Clearness-Index-Modells**

Der Beam-Clearness-Index K_B ist definiert als:

$$K_B = \tilde{I}_B / I_E \quad (2.53)$$

mit		
\tilde{I}_B	[W/m ²]	direkte Sonnenstrahlung auf horizontale Fläche bei wolkigem Himmel
I_E	[W/m ²]	extraterrestrische Sonnenstrahlung auf horizontale Fläche, $I_E = I_0 \sin \gamma_s$

Nach Muneer et al [109] besteht zwischen dem Verhältnis von diffuser zu direkter Sonnenstrahlung und dem Beam-Clearness-Index bei nicht völlig bedecktem Himmel folgende Beziehung:

$$\tilde{I}_D / \tilde{I}_B = a K_B^{-b} \quad (2.54)$$

mit		
\tilde{I}_D	[W/m ²]	diffuse Sonnenstrahlung auf horizontale Fläche bei wolkigem Himmel
a, b	[-]	Regressionskonstante, die durch Anpassung an die Messdaten bestimmt werden können. Für einige Standorte von Großbritannien haben Muneer et al $a = 0.285$ und $b = 1.006$ ermittelt.

- **Ermittlung der diffusen Sonnenstrahlung anhand des Clearness-Index-Modells**

Der Clearness-Index K_t ist definiert als:

$$K_t = \tilde{I}_G / I_E \quad (2.55)$$

mit

\tilde{I}_G [W/m²] Globalsonnenstrahlung auf horizontale Fläche bei wolkeigem Himmel
 I_E [W/m²] extraterrestrische Sonnenstrahlung auf horizontale Fläche

Die diffuse Sonnenstrahlung auf horizontale Fläche kann genauer aus den Messungen der Globalsonnenstrahlung auf horizontale Fläche ermittelt werden, wenn eine verifizierte, auf die beiden Größen bezogene Regressionsgleichung verfügbar ist. Viele Wissenschaftler haben dafür verschiedene Regressionsmodelle vorgeschlagen. Nach Spencer [145] lieferte das Orgill-Hollands-Verfahren [116] beste Ergebnisse. Basiert auf der Analyse der Messungen der Globalsonnenstrahlung an verschiedenen Standorten auf der Welt hat Muneer [107] folgende Gleichung vom Orgill-Hollands-Typ empfohlen, die bei Fehlen einer ortsspezifischen Gleichung zur Abschätzung der diffusen Sonnenstrahlung aus Messungen der Globalsonnenstrahlung benutzt werden kann:

$$\tilde{I}_D / \tilde{I}_G = 1.006 - 0.317 K_t + 3.1241 K_t^2 - 12.7616 K_t^3 + 9.7166 K_t^4 \quad (2.56)$$

Um die Streuung bei der Regression zu reduzieren und damit die Vorhersagegenauigkeit zu verbessern, haben viele Wissenschaftler versucht, bei der Analyse außer Clearness-Index weitere Parameter einzuführen. Unter den verschiedenen Vorschlägen konnte das Maxwell-Modell [103] die besten Ergebnisse liefern [121]. Anhand des Maxwell-Modells kann direkte Sonnenstrahlung wie folgt abgeschätzt werden:

$$\tilde{I}_B = I_E \{K_{nc} - [A + B \exp(m C)]\} \quad (2.57)$$

mit

$$K_{nc} = 0.866 + 0.122 m + 0.0121 m^2 - 0.000653 m^3 + 0.000014 m^4 \quad (2.58)$$

Die Parameter A, B und C in (2.57) sind wie folgt definiert:

$$\text{Für } K_t \leq 0.6: A = 0.512 - 1.560 K_t + 2.286 K_t^2 - 2.222 K_t^3$$

$$B = 0.370 + 0.962 K_t$$

$$C = -0.280 + 0.932 K_t - 2.048 K_t^2$$

$$\text{Für } K_t > 0.6: A = -5.743 + 21.770 K_t - 27.490 K_t^2 + 11.560 K_t^3$$

$$B = 41.400 - 118.500 K_t + 66.050 K_t^2 + 31.900 K_t^3$$

$$C = -47.010 + 184.200 K_t - 222.000 K_t^2 + 73.810 K_t^3$$

Der diffuse Anteil der Globalsonnenstrahlung ergibt sich aus:

$$\tilde{I}_D = \tilde{I}_G - \tilde{I}_B \quad (2.59)$$

2.4.4 Sonnenstrahlung auf geneigte Fläche

Direkte Sonnenstrahlung auf geneigte Fläche

Die auf eine beliebig geneigte Fläche auffallende direkte Sonnenstrahlung ist abhängig von der Flächenorientierung, welche durch den Flächenazimut α_f und der Flächenneigung β_f beschrieben wird (Abb.2.1). Der Normaleneinheitsvektor v_f der Fläche wird aus den beiden Winkeln α_f und β_f berechnet:

$$v_f = \begin{pmatrix} \sin \beta_f \cdot \cos \alpha_f \\ \sin \beta_f \cdot \sin \alpha_f \\ \cos \beta_f \end{pmatrix} \quad (2.60)$$

Der Einfallswinkel ψ , der Winkel zwischen dem Richtungsvektor zur Sonne und dem Normaleneinheitsvektor einer beliebig orientierten Fläche, ermittelt sich aus dem Skalarprodukt der beiden Vektoren (2.33) und (2.60):

$$\begin{aligned} \cos \psi = & (\cos \delta_s \cdot \cos \omega_s \cdot \sin \beta - \sin \delta_s \cdot \cos \beta) \cdot \sin \beta_f \cdot \cos \alpha_f \\ & + \cos \delta_s \cdot \sin \omega_s \cdot \sin \beta_f \cdot \sin \alpha_f \\ & + (\cos \delta_s \cdot \cos \omega_s \cdot \cos \beta + \sin \delta_s \cdot \sin \beta) \cdot \cos \beta_f \end{aligned} \quad (2.61)$$

Die Intensität der direkten Sonnenstrahlung auf die geneigte Fläche $I_B(\beta_f, \alpha_f)$ kann wie folgt berechnet werden:

$$\tilde{I}_B(\beta_f, \alpha_f) = \tilde{I}_B \cdot r_B \quad (2.62)$$

mit

$$r_B = \begin{cases} \cos \psi & \text{für } \cos \psi > 0 \\ 0 & \text{für } \cos \psi \leq 0 \text{ (Eigenschatten)} \end{cases} \quad (2.63)$$

Diffuse Sonnenstrahlung auf geneigte Fläche

Wenn die diffuse Sonnenstrahlung auf eine horizontale Fläche bekannt ist, ergibt sich die diffuse Sonnenstrahlung auf geneigte Fläche aus:

$$\tilde{I}_D(\beta_f, \alpha_f) = \tilde{I}_D \cdot VF \quad (2.64)$$

mit

$\tilde{I}_D(\beta_f, \alpha_f)$	[W/m ²]	diffuse Sonnenstrahlung auf geneigte Fläche
\tilde{I}_D	[W/m ²]	diffuse Himmelsstrahlung auf horizontale Fläche
α_f	[°]	Azimut der Fläche
β_f	[°]	Neigung der Fläche
VF	[-]	Verteilungsfunktion

Unter der Annahme eines isotropen Himmels, d.h., die Verteilungsfunktion der diffusen Sonnenstrahlung ist unabhängig von der Sonnenhöhe und vom Sonnenazimut, wird die Verteilungsfunktion VF nur von der Neigung der Fläche bestimmt [99]:

$$VF = \frac{1 + \cos \beta_f}{2} \quad (2.65)$$

Die auf (2.65) basierende Berechnung liefert nur bei bedecktem Himmel (dichter Bewölkung) wirklichkeitsnahe Ergebnisse. Bei anderem Bewölkungszustand des Himmels muss die Anisotropie der diffusen Himmelsstrahlung berücksichtigt werden [92] [110]. In dieser Hinsicht wurden in der Vergangenheit zahlreiche Vorschläge veröffentlicht. Darunter lieferten die von Gueymard [66], Reindl et al [130], Perez et al [120] und Muneer [107] [108] vorgeschlagenen Verfahren vergleichbare verbesserte Ergebnisse [110] gegenüber dem isotropen Modell. Im Folgenden wird das Muneer-Verfahren vorgestellt, welches in der vorliegenden Arbeit zur Abschätzung der diffusen Sonnenstrahlung auf geneigte Fläche benutzt wird.

$$VF = VF_1 \cdot (1 - K_B) + K_B \cdot r_B \quad (2.66)$$

$$VF_1 = (1 + \cos \beta_f) / 2 + 2b [\pi(3 + 2b)]^{-1} [\sin \beta_f - \beta_f \cos \beta_f - \pi(1 - \cos \beta_f) / 2] \quad (2.67)$$

Dabei werden K_B mit (2.53) und r_B mit (2.63) berechnet. β_f ist die Neigung der Fläche in Radiant. Der Parameter b ist von der Bewölkung des Himmels und dem Sonnenazimut abhängig. Für Europa werden $b = 5.73$ für beschattete Flächen und $b = 1.68$ für nicht beschattete Flächen bei bedecktem Himmel angenommen. Für nicht beschattete Flächen bei wolkeigem Himmel wird b implizit von den folgenden Beziehungen bestimmt [108]:

$$2b [\pi(3 + 2b)]^{-1} = 0.00333 - 0.415K_B - 0.6987K_B^2 \text{ für Nordeuropa} \quad (2.68a)$$

$$2b [\pi(3 + 2b)]^{-1} = 0.00263 - 0.712K_B - 0.6883K_B^2 \text{ für Südeuropa} \quad (2.68b)$$

$$2b [\pi(3 + 2b)]^{-1} = 0.04000 - 0.820K_B - 2.0260K_B^2 \text{ für andere Gebiete} \quad (2.68c)$$

Bodenreflexion auf geneigte Fläche

Die auf die terrestrische Umgebung fallende direkte Sonnenstrahlung und Himmelsstrahlung wird reflektiert und trifft dann auf die Bauwerksoberfläche. Wird die terrestrische Umgebung näherungsweise als diffus reflektierende horizontale Fläche mit einer mittleren Reflexionszahl betrachtet, gilt für die Berechnung der reflektierten Sonnenstrahlung auf eine geneigte Fläche folgende Beziehung:

$$\tilde{I}_g(\beta_f, \alpha_f) = s \cdot (\tilde{I}_B + \tilde{I}_D) \cdot \frac{1 - \cos \beta_f}{2} \quad (2.69)$$

mit

s	[–]	mittlere globale, hemisphärische Reflektionszahl der Umgebung, $s = 0.2$ nach Liu und Jordan [99]
\tilde{I}_B	[W/m ²]	direkte Sonnenstrahlung auf horizontale Fläche
\tilde{I}_D	[W/m ²]	diffuse Himmelsstrahlung auf horizontale Fläche
β_f	[°]	Neigung der Fläche

Globalsonnenstrahlung auf geneigte und horizontale Fläche

Die Globalsonnenstrahlung auf eine geneigte Fläche setzt sich aus der direkten und diffusen Sonnenstrahlung sowie der Bodenreflexion zusammen:

$$\tilde{I}_G(\beta_f, \alpha_f) = \tilde{I}_B(\beta_f, \alpha_f) + \tilde{I}_D(\beta_f, \alpha_f) + \tilde{I}_g(\beta_f, \alpha_f) \quad (2.70)$$

Dabei werden $\tilde{I}_B(\beta_f, \alpha_f)$, $\tilde{I}_D(\beta_f, \alpha_f)$ und $\tilde{I}_g(\beta_f, \alpha_f)$ mit (2.62), (2.64) und (2.69) berechnet.

Bei horizontaler Fläche fällt die Bodenreflexion aus. Die Globalsonnenstrahlung auf horizontale Fläche setzt sich dann nur aus der direkten und diffusen Sonnenstrahlung zusammen:

$$\tilde{I}_G = \tilde{I}_B + \tilde{I}_D \quad (2.71)$$

mit \tilde{I}_B aus (2.52) und \tilde{I}_D aus (2.54) oder (2.48) abgeschätzt.

2.5 Langwellige Strahlungen (Effektive Ausstrahlung)

Der Wärmeaustausch zwischen dem Bauwerk und der Atmosphäre durch langwellige (Wellenlänge $> 3\mu\text{m}$) Strahlung lässt sich nach dem Gesetz von Stefan-Boltzman wie folgt beschreiben [89]:

$$q^E = \alpha_S \cdot (T_o - T_l) \quad (2.72)$$

$$\alpha_S = \varepsilon \cdot \sigma \cdot (T_l^2 + T_o^2)(T_l + T_o) \quad (2.73)$$

Dabei sind:

q^E [W/m ²]	die effektive Ausstrahlung, nämlich die Wärmemenge, die durch langwellige Strahlung (infrarote Strahlung) übertragen wird;
ε [–]	die Strahlungsaustauschzahl;
σ [W/(m ² ·K ⁴)]	Stefan-Boltzman-Konstante, $\sigma = 5.67035 \times 10^{-8}$;
T_l [K]	die absolute Lufttemperatur;
T_o [K]	absolute Temperatur der Bauwerkoberfläche.

Die Strahlungsaustauschzahl ε ergibt sich aus:

$$\varepsilon = \frac{1}{\frac{1}{\varepsilon_o} + \frac{1}{\varepsilon_a} - \frac{1}{\varepsilon_s}} \quad (2.74)$$

Hierbei sind: ε_o das Emissions- bzw. Absorptionsvermögen der Bauwerkoberfläche, $\varepsilon_o = 0.9$ für Betonoberfläche; ε_a das Emissions- bzw. Absorptionsvermögen der Atmosphäre, $\varepsilon_s = 1$ das Emissions- bzw. Absorptionsvermögen des schwarzen Körpers.

ε_a ist vom Wasserdampfdruck und dem Bewölkungszustand (Wolkenarten und Bedeckungsgrad) abhängig:

$$\varepsilon_a = f \cdot \varepsilon_{ac} \quad (2.75)$$

Dabei sind f ein Korrekturfaktor für die Bewölkung und ε_{ac} das Emissions- bzw. Absorptionsvermögen der Atmosphäre bei wolkenlosem Himmel. Zur Abschätzung von f und ε_{ac} wurden zahlreiche empirische Formeln empfohlen, die meisten haben aber gleichen Aufbau:

$$f = 1 + c_1 \cdot m_c^{c_2} \quad (2.76)$$

$$\varepsilon_{ac} = c_3 + c_4 \cdot p_w^{c_5} \quad (2.77)$$

Dabei sind: m_c der Bewölkungsgrad, $0 \leq m_c \leq 1$, c_1 und c_2 Konstante. c_1 wird üblicherweise abhängig von den Wolkenarten gemacht. Bolz [26] gab für mitteleuropäische

Bedingungen $c_2 = 2.5$ und c_1 wie in der Tabelle 2.4 an. Anhand mehrjähriger Messungen von Stechlinsee hat Richter [133] $c_2 = 1$ und einen von der Jahreszeit abhängigen Koeffizienten c_1 (Tabelle 2.5) vorgeschlagen. p_w [hPa] ist der Wasserdampfdruck der Luft, c_3, c_4, c_5 sind Konstante, welche für einige bekannte Gleichungsversionen in Tabelle 2.6 aufgelistet werden.

Tabelle 2.4: Koeffizienten c_1 für verschiedene Wolkenarten

Wolkenarten	c_1	Wolkenarten	c_1
Cirrus	0.04	Altostratus	0.20
Cirrostratus	0.08	Cumulus	0.20
Altostratus	0.16	Stratocumulus	0.24

Tabelle 2.5: Jahresgang des Bedeckungskoeffizienten c_1 nach [133]

Zeit	JAN	FEB	MRZ	APR	MAI	JUN	JUL	AUG	SEP	OKT	NOV	DEZ
c_1	0.33	0.29	0.25	0.22	0.19	0.18	0.16	0.18	0.22	0.29	0.34	0.35

Tabelle 2.6: Koeffizienten für Gleichung 2.77

Autor	Ort	Breite	Höhe	c_3	c_4	c_5
Brunt [29]	Benson (England)	52 °N	6 m	0.52	0.065	0.5
Anderson [3]	Lake Hefner (USA)	36 °N	369 m	0.68	0.036	0.5
Brutsaert [30]	theoretische Ableitung			0	0.552	1/7
Richter [133]	Stechlinsee (Deutschland)			0.47	0.147	0.3

2.6 Latente Wärme

Der latente Wärmestrom LE der Verdunstung ist eine Energiedichte, angegeben in W/m^2 . Dem entspricht der Wasserdampfstrom der Verdunstung, angegeben in $kg/(m^2 \cdot s)$. Grundlage der Verknüpfung der Wärme- und Wasserdampfstromsgrößen bildet der Energiebedarf, der zur Umwandlung von einem Kilogramm flüssigen Wassers in Wasserdampf notwendig ist, definiert als spezifische Verdampfungswärme L^* [J/kg] des Wassers, die von der Temperatur T [°C] abhängt:

$$L^* = (2.498 - 0.00242T) \cdot 10^6 \quad (2.78)$$

Physikalisch ist die Verdunstung von vier Faktoren abhängig:

- Differenz zwischen dem Dampfdruck an der Oberfläche und dem der oberflächennahen Luft;
- An der Oberfläche zur Verfügung stehende Energie;

- Menge des in der Luft abtransportierten Wasserdampfs;
- Menge des an der Oberfläche vorhandenen oder dorthin transportierten Wassers.

Man unterscheidet zwischen möglicher Verdunstung (potentielle Verdunstung) und tatsächlicher Verdunstung (reale Verdunstung). Die potentielle Verdunstung - auch als der Verdunstungsanspruch der Atmosphäre bezeichnet, ist die Verdunstung von Oberflächen bei gegebenen meteorologischen Bedingungen und unbegrenzt verfügbarem Wasser. Die tatsächliche Verdunstung ist die Verdunstung von Oberflächen bei gegebenen meteorologischen Bedingungen und dem tatsächlichen Wasserdargebot an den Oberflächen.

Die direkte Bestimmung der Verdunstung ist in der Regel nur an einzelnen Punkten oder für kleine, einheitliche Flächen und nur mit relativ hohem Aufwand möglich. Meist wird sie mit Hilfe von Berechnungsverfahren auf der Grundlage von Formeln oder von empirischen bzw. deterministischen Modellen ermittelt, die aus aufwendigen Einzelmessungen gewonnen oder physikalisch abgeleitet sind.

2.6.1 Dalton-Verfahren zur Berechnung der potentiellen Verdunstung

Bei diesem Verfahren handelt es sich um ein empirisch-statistisches Berechnungsverfahren, das auf bereits im 18. Jahrhundert durchgeführte Verdunstungsforschungen von Dalton [43] zurückgeht. Es verknüpft die Verdunstung von einer Wasseroberfläche mit der Windgeschwindigkeit, der Luftfeuchte und der Temperatur der Wasseroberfläche gemäß:

$$L_w = f(v) \cdot (p_{ws_o} - p_w) \quad (2.79)$$

mit

L_w	[mm/d]	Verdunstung von der Wasseroberfläche;
$f(v)$		Funktion der Windgeschwindigkeit v [m/s];
p_{ws_o}	[hPa]	Sättigungsdampfdruck bei der Temperatur der Wasseroberfläche;
p_w	[hPa]	Dampfdruck der Luft.

Die Verdunstung wird hierbei als vertikaler Wasserdampftransport verstanden und aus dem Produkt des vertikalen Dampfdruckgradienten mit einem Transportkoeffizienten für Wasserdampf berechnet. Die empirisch zu bestimmende Windfunktion für Tagesmittel der Windgeschwindigkeit in m/s, gemessen in 2 m Höhe über der Wasseroberfläche, hat die Form:

$$f(v) = a + b \cdot v^c \quad (2.80)$$

Die Koeffizienten a , b und c sind vom Zusammenwirken klimatischer und physikalischer Einflussfaktoren geprägt. Die in der Literatur genannten Windfunktionen weichen deshalb teilweise erheblich von einander ab.

Anhand der Messungen vom Lake Hefner hat Kohler [91] folgende Beziehung zur Ermittlung der Verdunstung der Wasserflächen vorgelegt:

$$L_w = (a + b \cdot v^c) \cdot (p_{ws_o} - p_w) = (0.253 + 0.004 \cdot v) \cdot (p_{ws_o} - p_w) \quad (2.81)$$

Dabei sind: L_w die Verdunstung von einer Wasseroberfläche in in/Tag, v die Windgeschwindigkeit in mile/Tag, p_{ws_o} der Sättigungsdampfdruck bei der Temperatur der Wasseroberfläche in inches des Quecksilbers und p_w der Dampfdruck der Luft in inches des Quecksilbers.

Die weit verbreitete Menzel'sche Formel [104], auf welche die ACI-Monographie [2] zur Abschätzung der Evaporationsrate der frischen Betonoberfläche basiert ist, ist eine Umformung der Kohler'schen Formel (2.81) [151]:

$$L_w = 0.44 (0.253 + 0.096 \cdot v) \cdot (p_{ws_o} - p_w) \quad (2.82)$$

Dabei sind: L_w die Verdunstungsrate in lb/(ft²·h), v die Windgeschwindigkeit in mile/h, p_{ws_o} der Sättigungsdampfdruck bei der Temperatur der Betonoberfläche in psi und p_w der Dampfdruck der Luft in psi.

In metrischer Einheit kann die Menzel'sche Formel wie folgt dargestellt werden:

$$\begin{aligned} L_w &= 0.0313 (0.253 + 0.216 \cdot v) \cdot (p_{ws_o} - p_w) \\ &= 0.0313 (0.253 + 0.216 \cdot v) \cdot (p_{ws_o} - RH \cdot p_{ws}) \end{aligned} \quad (2.83)$$

Dabei sind: L_w die Verdunstungsrate in kg/(m²·h), v die Windgeschwindigkeit in m/s, p_{ws_o} der Sättigungsdampfdruck bei der Temperatur der Betonoberfläche in hPa und p_w der Dampfdruck der Luft in hPa, $p_w = RH \cdot p_{ws}$, wobei RH die relative Feuchte der Luft und p_{ws} der Sättigungsdampfdruck bei der Lufttemperatur in hPa sind.

In Form des Energiestroms kann die Menzel'sche Formel dargestellt werden durch:

$$\begin{aligned} LE &= L^* \cdot L_w \\ &= (5.39 + 4.60 \cdot v) \cdot (p_{ws_o} - RH \cdot p_{ws}) \end{aligned} \quad (2.84)$$

Dabei sind: LE latenter Wärmestrom durch Verdunstung in W/m²; L^* die Verdampfungswärme in J/kg, L^* ist von der Temperatur abhängig und wird mit (2.78) berechnet. In (2.84) wird näherungsweise $L^* = 2.4496 \times 10^6$ J/kg bei der Temperatur $T = 20^\circ\text{C}$ angenommen; v , p_{ws_o} , RH und p_{ws} wie bei (2.83).

2.6.2 Penman-Brutsaert-Verfahren zur Berechnung der potentiellen Verdunstung

Zur Berechnung der Verdunstung einer stets feuchten Fläche (näherungsweise der potentiellen Verdunstung entsprechend) kann die aus Energiebilanzverfahren und aerodynamischem Verfahren abgeleitete Kombinationsgleichung von Penman [119] verwendet werden:

$$LE = G \cdot (R_n + q^n) + (1 - G) \cdot E_a \quad (2.85)$$

$$E_a = f(v) \cdot (p_{ws} - RH \cdot p_{ws}) \quad (2.86)$$

mit		
LE	[W/m ²]	der latente Wärmestrom durch Verdunstung oder Kondensation;
G	[-]	Gewichtungsfaktor, $G = \Delta/(\Delta + \gamma)$, dabei sind Δ die Steigung der Sättigungsdampfdruckkurve in hPa/K, welche aus (2.41) abgeleitet werden kann, γ die Psychrometerkonstante in kPa/K, $\gamma = 6.6 \times 10^{-4} p_a$, wobei p_a der Luftdruck in hPa ist;
R_n	[W/m ²]	die Nettostrahlung, berechnet mit (2.107);
q^n	[W/m ²]	der Wärmestrom normal zur Bauwerksoberfläche, $q^n = - \sum_{i=1}^d n_i \kappa_i \frac{\partial T(x,t)}{\partial x_i}$
E_a	[W/m ²]	Dalton-Term, auch als Trockungsvermögen der Luft bezeichnet:

$$E_a = f(v) \cdot (p_{ws} - RH \cdot p_{ws}) \quad (2.87)$$

Dabei ist $f(v)$ die Windfunktion W/(m²·hPa). Für $f(v)$ wird häufig eine von Penman [119] vorgestellte Formel benutzt: $f(v) = 0.26(1 + 0.54v)$ mm/(d·hPa) = (7.37+3.98v) W/(m²·hPa), dabei sind v die Windgeschwindigkeit in m/s und eine konstante Verdampfungswärme $L^* = 2.4496 \times 10^6$ J/kg bei der Temperatur $T = 20^\circ\text{C}$ eingesetzt.

Bei der Menzel'schen Formel und der darauf basierten ACI-Monographie wird der Einfluss der Sonnenstrahlung auf die Verdunstung implizit berücksichtigt, da die Menzel'sche Formel auf die Kohler'sche Formel zurückgeht [151], welche aus Messungsdaten von Lake-Hefner-Untersuchung [91] abgeleitet wurde. Die Verdunstungskessel bei der Lake-Hefner-Untersuchung waren während der ganzen Untersuchungszeit der direkten und diffusen Sonnenstrahlung ausgesetzt. Da die Sonnenstrahlung die Hauptenergiequelle des Verdunstungsprozesses ist und keine Möglichkeit besteht, die Wirkung der zeitlich stark schwankenden Sonnenstrahlung bei der Verwendung der Menzel'schen Formel oder der ACI-Monographie zur Berechnung der Verdunstung wirklichkeitsnah zu berücksichtigen, ist es zu erwarten, dass die Menzel'schen Formel oder die ACI-Monographie nur zur Abschätzung der gesamten Verdunstung eines längeren Zeitabschnitts (z.B. eines Tages oder eines Monats) geeignet sind. Für kürzere Zeitdauern wird die tatsächliche Verdunstung bei starken sonnigen Tagen oder Tageszeit deutlich unterschätzt und bei der sonnenlosen Zeit (bewölkt oder in der Nacht) deutlich überschätzt. Hasanain et al [74] hat bei der Untersuchung der Wasserevaporation von einer frisch betonierten Oberfläche festgestellt, dass die gemessene Evaporation von der Betonoberfläche am Tag bei Proben im Freien (der Sonnenstrahlung direkt ausgesetzt) 10 bis 75% höher und bei Proben im Schatten 15 bis 177% niedriger als die mit der ACI-Monographie ermittelten Werte ist. In der Nacht sind die mit der ACI-Monographie ermittelten Evaporationswerte deutlich höher als die gemessenen Werte für die Proben im Freien.

Beim Penman-Verfahren wird der Effekt der Sonnenstrahlung bei der Berechnung der Verdunstung direkt berücksichtigt. Aber bei der Ableitung der Gleichung (2.85) wurde von einer neutralen atmosphärischen Schichtung (der Temperaturgradient in vertikaler Richtung ist gleich Null) ausgegangen. Diese Annahme kann nach Linsley und Kohler [98] zu nennenswerten Überschätzungen der Evaporation bei windstillen und feuchten

Bedingungen und zu einer entsprechenden Unterschätzung bei trockenen und windigen Bedingungen führen. Für die Berechnung der täglichen oder monatlichen Mittelwerte der potentiellen Verdunstung kann (2.85) mit der Verwendung der von Penman vorgestellten Windfunktion zufriedenstellende Ergebnisse liefern. Aber wenn stündliche Verdunstungswerte benötigt werden, kann der Effekt der atmosphärischen Stabilität, welche sich tagesüber ändert, ziemlich wichtig sein [30]. Aufbauend auf der Ähnlichkeitstheorie von Monin und Obukhov hat Brutsaert [30] eine Methode zur Abschätzung der Verdunstung bei einer nicht neutralen atmosphärischen Schichtung vorgeschlagen, dabei wird bei der Abschätzung des aerodynamischen Betrags der Verdunstung in (2.85) das Trockungsvermögen der Luft E_a wie folgt berechnet:

$$E_a = k u_* \rho (q_a^* - q_a) \left[\ln \left(\frac{z_a - d_0}{z_{0v}} \right) - \Psi_{sv} \left(\frac{z_a - d_0}{L_s} \right) \right]^{-1} \quad (2.88)$$

mit

k	[–]	von Kármán Konstante, $k = 0.4$;
u_*	[m/s]	Schubspannungsgeschwindigkeit;
ρ	[kg/m ³]	Dichte der Luft, $\rho = \frac{p}{R_d T_l} \left(1 - \frac{0.378 p_w}{p} \right)$, dabei sind p der Luftdruck in Pa, $R_d = 287.04$ J/(kg·K) die Gaskonstante, T_l die absolute Lufttemperatur in K und p_w der Dampfdruck der Luft in Pa;
q_a^*	[–]	spezifische Feuchte der Luft beim Sättigungszustand, $q_a^* = 0.622 p_{ws} / (p - 0.378 p_{ws})$, dabei sind p_{ws} der Sättigungsdampfdruck der Luft in Pa und p der Luftdruck in Pa;
q_a	[–]	spezifische Luftfeuchte, $q_a = 0.622 p_w / (p - 0.378 p_w)$, dabei ist p_w der Dampfdruck der Luft in Pa;
z_a	[m]	Messhöhe über der verdunstenden Oberfläche für Lufttemperatur, Windgeschwindigkeit und Luftfeuchte;
d_0	[m]	Verschiebungshöhe, welche von der Beschaffenheit der Oberfläche bestimmt wird. Wenn die Höhe der Rauheitselemente der Oberfläche wesentlich kleiner als Messhöhe z_a ist, sind die exakten Werte von d_0 unwesentlich. In diesem Fall kann d_0 in Gleichung (2.88) gleich null gesetzt werden [30];
z_{0v}	[m]	Rauheitshöhe für Wasserdampf;
Ψ_{sv}	[–]	universelle Stabilitätsfunktion für Wasserdampf, durch sie wird der Einfluss der atmosphärischen Stabilität auf den Transportprozeß des Wasserdampfes berücksichtigt. Ψ_{sv} ist eine Funktion der Obukhov-Länge L_s [m], welche als Maß für die Stabilität der atmosphärischen Schichtung verwendet wird.

Die Obukhov-Länge L_s ist definiert durch:

$$L_s = \frac{-u_*^3 \rho}{k g \left(\frac{H}{T_l c_p} + 0.61 E \right)} \quad (2.89)$$

mit

g	[m/s ²]	Fallbeschleunigung;
H	[W/m ²]	fühlbarer Wärmestrom;
T_l	[K]	die absolute Lufttemperatur;

c_p [J/(kg·K)] die spezifische Wärmekapazität der Luft beim konstanten Druck, $c_p = c_{pd}(1 + 0.84q_a)$, dabei sind $c_{pd} = 1005$ J/(kg·K) die spezifische Wärmekapazität der trockenen Luft und q_a die spezifische Feuchte der Luft;
 E [kg/(s·m²)] Verdunstung als latenter Wärmestrom.

Ähnlich wie bei der Ermittlung des Wasserdampftransports kann der fühlbare Wärmestrom H nach Brutsaert [30] mit folgender Gleichung abgeschätzt werden:

$$H = k u_* c_p \rho (\theta_o - \theta_l) \left[\ln \left(\frac{z_a - d_0}{z_{0h}} \right) - \Psi_{sh} \left(\frac{z_a - d_0}{L_s} \right) \right]^{-1} \quad (2.90)$$

mit

θ_o, θ_l [K] potentielle Oberflächentemperatur und potentielle Lufttemperatur.
 $\theta_o, (\theta_l) = \left(\frac{1000}{p} \right)^{R_d/c_p} T_o (T_l)$, dabei sind T_o und T_l Oberflächentemperatur und Lufttemperatur, p der Luftdruck in hPa, R_d Gaskonstante und c_p spezifische Wärmekapazität der Luft; Wenn der Luftdruck nicht wesentlich vom Normdruck (1000 hPa) abweicht, kann $\theta_o - \theta_l$ durch $T_o - T_l$ ersetzt werden;

z_{0h} [m] Rauheitshöhe für fühlbare Wärme;

Ψ_{sh} [–] universelle Stabilitätsfunktion für fühlbare Wärme.

Die Schubspannungsgeschwindigkeit erhält man vom Monin-Obukhov-Modell für mittlere horizontale Windgeschwindigkeit:

$$V = \frac{u_*}{k} \left[\ln \left(\frac{z_a - d_0}{z_{0m}} \right) - \Psi_{sm} \left(\frac{z_a - d_0}{L_s} \right) \right]^{-1} \quad (2.91)$$

mit

V [m/s] mittlere horizontale Windgeschwindigkeit in der Messhöhe z_a ;

z_{0m} [m] Rauheitshöhe für Impuls;

Ψ_{sm} [–] universelle Stabilitätsfunktion für Impuls.

Für universelle Stabilitätsfunktion für fühlbare Wärme Ψ_{sh} werden häufig folgende Businger-Dyer-Stabilitätsfunktionen [53] [37] verwendet [156] [146]:

$$\Psi_{sh} = 2 \ln \left(\frac{1 + x^2}{2} \right) \quad \text{für } y < 0 \quad (2.92)$$

$$\Psi_{sh} = 5 \left(\frac{z_0}{L_s} - y \right) \quad \text{für } 0 < y \leq 1 \quad (2.93)$$

$$\Psi_{sh} = -5 \ln \left(\frac{z_a - d_0}{z_0} \right) \quad \text{für } 1 < y \quad (2.94)$$

Dabei sind $y = (z_a - d_0)/L_s$ und $x = (1 - 16y)^{1/4}$, z_0 die Oberflächenrauheitshöhe in m. Gleichung (2.92) gilt für labile Luftschichtung, während (2.93) und (2.94) für stabile Bedingungen gelten.

Die universellen Stabilitätsfunktionen für Wasserdampf Ψ_{sv} werden in der Praxis meist mit denjenigen für fühlbare Wärme gleichgesetzt[51]. Für die universellen Stabilitätsfunktionen für Impuls Ψ_{sm} werden sie bei stabiler Luftschichtung die gleichen Stabilitätsfunktionen wie für fühlbare Wärme und bei labiler Luftschichtung die folgende Beziehung

annehmen:

$$\Psi_{sm} = 2 \ln\left(\frac{1+x}{2}\right) + \ln\left(\frac{1+x^2}{2}\right) - 2 \arctan x + \frac{\pi}{2} \quad (2.95)$$

Bei der Oberflächenrauheitshöhe z_0 handelt sich um eine Integrationskonstante und um kein physikalisch bestimmtes Rauheitsmaß [55]. Die Bestimmung von z_0 erfolgt mittels Windprofilmessungen. Wenn keine gemessene Windprofile zur Verfügung stehen, kann z_0 vereinfacht aus der folgenden Beziehung abgeschätzt werden:

$$z_0 = \frac{k_s}{C} \quad (2.96)$$

Dabei ist k_s als mittlere Höhe der Rauheitselemente oder äquivalente Sandrauheit zu verstehen. k_s liegt für glatte Betonoberflächen zwischen 1 und 6 mm und für raue Betonoberflächen zwischen 6 und 20 mm [52]. C ist eine Konstante und hat einen durchschnittlichen Wert zwischen 7.35 und 8.15 [30] [55].

Die Rauheitshöhe für Impuls, fühlbare Wärme und Wasserdampf, nämlich z_{0m} , z_{0h} und z_{0v} , sind Funktionen von vielen Faktoren, z.B. Beschaffenheit der Oberflächen, Windgeschwindigkeit, Eigenschaften der Luft und Temperatur der Oberflächen, etc. Für glatte Oberflächen, wenn die Rauheit-Reynolds-Zahl $z_{0+} = \frac{u_* z_0}{\nu} < 0.13$, können sie theoretisch wie folgt abgeschätzt werden [30]:

$$z_{0m} = 0.135 \frac{\nu}{u_*} \quad (2.97)$$

$$z_{0h} = 0.395 \frac{\nu}{u_*} \quad (2.98)$$

$$z_{0v} = 0.624 \frac{\nu}{u_*} \quad (2.99)$$

Für raue Oberflächen, wenn $z_{0+} = \frac{u_* z_0}{\nu} > 2$, ergibt sich:

$$z_{0m} = z_0 \quad (2.100)$$

$$z_{0h} = 7.4 z_0 e^{-2.46 z_{0+}^{1/4}} \quad (2.101)$$

$$z_{0v} = 7.4 z_0 e^{-2.25 z_{0+}^{1/4}} \quad (2.102)$$

Für den Übergangsbereich, wenn $0.13 \leq z_{0+} \leq 2.0$, gibt es noch keine semitheoretisch abgeleiteten Formeln zur Bestimmung von z_{0m} , z_{0h} und z_{0v} . Um den turbulenten Energieaustausch zwischen Atmosphäre und Unterlagen (Gelände oder Bauwerke) in diesem Bereich zu beschreiben, hat Brutsaert [32] ein einfaches Interpolationsverfahren verwendet. Analog kann z.B. die Oberflächenrauheitshöhe für fühlbare Wärme wie folgt ermittelt werden:

$$z_{0h} = w z_{0h,r} + (1 - w) z_{0h,s} \quad (2.103)$$

Dabei sind $z_{0h,r}$ Rauheitshöhe für raue Oberfläche, berechnet mit (2.101) und $z_{0h,s}$ Rauheitshöhe für glatte Oberfläche, berechnet mit (2.98), $w = (u_* - u_{*,s}) / (u_{*,r} - u_{*,s})$ mit $u_{*,r} = 2.0\nu/z_0$ und $u_{*,s} = 0.13\nu/z_0$. Für Rauheitshöhe für Impuls und Wasserdampf kann das gleiche Verfahren verwendet werden. Für den turbulenten Energieaustausch zwischen

Atmosphäre und Wasseroberflächen im Übergangsbereich hat Merlivat [105] eine noch einfachere Methode vorgestellt, wobei $z_{0+} = 1$ als der Umschlagspunkt von glattem auf rauhem Zustand verwendet wird. Bei $z_{0+} \leq 1$ werden z_{0m} , z_{0h} und z_{0v} mit (2.97) bis (2.99) berechnet, und bei $z_{0+} > 1$ werden sie mit (2.100) bis (2.102) berechnet.

Wird $\theta_o - \theta_l$ in (2.90) durch $T_o - T_l$ ersetzt, dann ergibt sich:

$$H = ku_* c_p \rho (T_o - T_l) \left[\ln\left(\frac{z_a - d_0}{z_{0h}}\right) - \Psi_{sh}\left(\frac{z_a - d_0}{L_s}\right) \right]^{-1} \quad (2.104)$$

Vergleicht man (2.104) mit (2.18), hat man:

$$\alpha_k = ku_* c_p \rho \left[\ln\left(\frac{z_a - d_0}{z_{0h}}\right) - \Psi_{sh}\left(\frac{z_a - d_0}{L_s}\right) \right]^{-1} \quad (2.105)$$

2.7 Cauchy-Neumannsche Randbedingung

Der Wärmeaustausch zwischen der Oberfläche eines der freien Atmosphäre ausgesetzten Betonbauwerks und der Atmosphäre erfolgt durch Konvektion, Strahlung, Wärmeleitung und eventuell in der Form latenter Wärme (Evaporation und Kondensation). Die verschiedenen Wärmeübergänge können gleichzeitig auf solcher Oberfläche vorhanden sein. Dies heisst, dass auf solcher Oberfläche sowohl die Cauchysche Randbedingung (2.2c) als auch die Neumannsche Randbedingung (2.2b) berücksichtigt werden müssen.

Die Cauchy-Neumannsche Randbedingung auf einer der freien Atmosphäre ausgesetzten Bauwerkoberfläche ergibt sich aus der Energiebilanz auf dieser Oberfläche:

$$q^n = H + LE - R_n \quad (2.106)$$

mit

q^n	[W/m ²]	Wärmestrom normal zur Bauwerksoberfläche, $q^n = -\sum_{i=1}^d n_i \kappa_i \frac{\partial T(x,t)}{\partial x_i}$;
H	[W/m ²]	fühlbarer Wärmestrom, der durch Konvektion und Wärmeleitung bedingte Wärmestrom. Rechnerisch wird der Einfluss der Konvektion und Wärmeleitung stets zu einer Größe zusammengefasst;
LE	[W/m ²]	latenter Wärmestrom durch Verdunstung oder Kondensation;
R_n	[W/m ²]	Nettostrahlung.

Die Nettostrahlung R_n [W/m²] an einer der freien Atmosphäre ausgesetzten Bauwerkoberfläche ergibt sich im kurzwelligen Bereich aus der Nettoglobalstrahlung q^G [W/m²] und im langwelligen Bereich aus der effektiven Rückstrahlung q^E [W/m²]:

$$R_n = q^G - q^E \quad (2.107)$$

Aus (2.106), (2.18), (2.107) und (2.72) ergibt sich die Cauchy-Neumannsche Randbedingung für eine stets feuchte Oberfläche:

$$q^n = (\alpha_k + \alpha_s)(T_o - T_l) + LE - q^G \quad (2.108)$$

Dabei werden LE durch (2.85) und (2.88), q^G durch (2.27), α_k durch (2.105), α_S durch (2.73) abgeschätzt. Gleichung (2.108) kann nur zusammen mit (2.85), (2.88), (2.104), (2.91) und (2.1)-(2.2) schrittweise durch Iterationsverfahren gelöst werden.

Es ist erwähnen, dass den Gleichungen (2.85) und (2.88) für die Berechnung der Verdunstung LE eine horizontale Fläche zugrunde gelegt ist. Einfachhalber werden sie in der vorliegenden Arbeit auch für die Berechnung der Verdunstung auf geneigte Fläche verwendet.

Bei trockener Oberfläche steht kein Wasser für die Verdunstung zur Verfügung. Die Wärmeübergangsbedingung wird vereinfacht zu:

$$q^n = (\alpha_k + \alpha_S)(T_o - T_l) - q^G \quad (2.109)$$

Dabei wird die Strahlungs-Wärmeübergangszahl α_S auch durch (2.73) abgeschätzt. Die konvektive Wärmeübergangszahl wird aber anhand von (2.24) ermittelt.

Nach Kehlbeck bleibt die Strahlungs-Wärmeübergangszahl α_S bei Windgeschwindigkeit von 0.0 bis 5.0 m/s fast konstant, während sich die konvektive Wärmeübergangszahl je 1.0 m/s Windgeschwindigkeit um etwa 3.7 W/(m²K) ändert. Daher kann für Außenwände aus Beton die Gesamtwärmeübergangszahl α_α [W/(m²·K)] mit folgender Gleichung(basiert auf Tabelle 14 in [89]) abgeschätzt werden:

$$\alpha_\alpha = \alpha_k + \alpha_S = 7.8 + 3.7v \quad (2.110)$$

mit v [m/s] die Windgeschwindigkeit.

2.8 Dirichletsche Randbedingung

Nach dem Aufstauen des Stausees nehmen die unter dem Wasserspiegel getauchten Oberflächen des Untersuchungsobjekts (Staumauer und Baugrund) die Wassertemperatur des Stausees an. Einfachheit halber wird diese Dirichletsche Randbedingung in der vorliegenden Arbeit durch folgende Cauchysche Randbedingung ersetzt:

$$q^n = \alpha_w(T_o - T_w) \quad (2.111)$$

mit

q^n [W/m²]

Wärmestrom normal zur Bauwerksoberfläche,

$$q^n = - \sum_{i=1}^d n_i k_i \frac{\partial T(x,t)}{\partial x_i};$$

α_w [W/(K·m²)]

Wärmeübergangszahl zwischen dem Wasser und der Oberfläche des Untersuchungsobjekts. α_w hängt auch von der Strömungsgeschwindigkeit des Wassers ab. $\alpha_w = 200 - 700$ W/(K·m²) für ruhendes Wasser;

T_o [K]

Oberflächentemperatur des Untersuchungsobjekts;

T_w [K]

Wassertemperatur des Stausees.

Im Vergleich zu q^n ist α_w eine Zahl von einer viel größeren Ordnung; Daher besteht

$T_o \approx T_w$ für die Wasser berührenden Oberflächen.

Die Wassertemperatur des Stausees wird nach [163] näherungsweise folgendermaßen abgeschätzt

$$T_w(y, t) = T_m(y) + A(y) \cos \omega(t - t_0 - \theta(y)) \quad (2.112)$$

Dabei sind: $T_w(y, t)$ [°C] die Wassertemperatur in der Tiefe y zur Zeit t [Monate], y [m] die Wassertiefe, $T_m(y)$ das Jahresmittel der Wassertemperatur in der Tiefe y , $A(y)$ die Amplitude der jährlichen Wassertemperaturschwankungen in der Tiefe y , $\omega = 2\pi/12$, t_0 [Monate] der Zeitpunkt, bei dem die Lufttemperatur am höchsten ist, $\theta(y)$ [Monate] die Phasendifferenz zwischen der Wassertemperatur in der Tiefe y und der Lufttemperatur.

Das Jahresmittel der Wassertemperatur $T_m(y)$ in der Tiefe y wird folgendermaßen bestimmt:

$$T_m(y) = T_c + (T_s - T_c)e^{-0.04y} \quad (2.113)$$

mit $T_c = (T_b - T_s g)/(1 - g)$ und $T_s = T_{ma} + \Delta T$, dabei sind T_b das Jahresmittel der Wassertemperatur am Boden des Stausees, T_{ma} das Jahresmittel der Lufttemperatur und ΔT eine Temperaturerhöhung des Wassers auf der Oberfläche des Stausees wegen der Sonnenabstrahlung. $g = e^{-0.04H}$ mit H [m] als die Wassertiefe des Stausees.

Die Amplitude der jährlichen Wassertemperaturschwankungen $A(y)$ in der Tiefe y wird ermittelt durch

$$A(y) = A_0 e^{-0.018y} \quad (2.114)$$

mit A_0 als die Amplitude der jährlichen Wassertemperaturschwankungen an der Oberfläche des Stausees.

$\theta(y)$ ist eine empirische Funktion der Wassertiefe [163]

$$\theta(y) = 2.15 - 1.30e^{-0.018y} \quad (2.115)$$

3

Verformungen und Spannungen bei Betonbauwerken

In diesem Kapitel werden die Hilfsmittel für die Spannungs-Dehnungs-Berechnung infolge Hydratation in Betonbauwerken bereitgestellt. Nach einer kurzen Vorstellung der schwachen Formulierung der Gleichungen für die Spannungs-Dehnungs-Berechnung werden die lastabhängigen und lastunabhängigen Verformungen des Betons, die mechanischen Kurzeigenschaften, und die der Problemstellung angepassten notwendigen Vereinfachungen, Voraussetzungen sowie die Berücksichtigung von Parametern bei der Spannungsberechnung diskutiert.

3.1 Entstehung und Berechnung der Verformungen und Spannungen

Infolge der durch Abbinden des Zements im Beton entstehenden Hydratationswärme heizen sich Massenbetonbauwerke, wie z.B. Talsperren, in Abhängigkeit von deren Abmessungen und Temperaturrandbedingungen z.T. erheblich auf. Der Temperaturunterschied zwischen dem sich aufheizenden Bauwerk und der meist kühleren Umgebung hat eine Wärmeabgabe über die Grenzflächen zur Folge, wodurch sich Temperaturgefälle im Bauwerk einstellen und die Temperaturverformungen in den Außen- und Innenbereichen des Bauwerkes gegenseitig behindert werden. Dabei ergeben sich in den kühleren Außenbereichen des Bauwerkes Zugeigenspannungen und in den Grenzbereichen Druckeigenspannungen. Bei Behinderung der Temperaturverformungen durch das Baufundament oder älteren, schon ausgekühlten Beton entstehen im Beton Zwängsspannungen. Die Eigen- und Zwängsspannungen in einem Betonbauwerk können auch durch nicht thermisch bedingte Verformungen (Schwinden/Quellen) hervorgerufen werden

In Abhängigkeit von der Betonzusammensetzung und der herrschenden Hydratations-temperatur im Beton verläuft der Abbindeprozess des Zements im Bauwerk schneller oder langsamer. Bei Talsperren erstreckt er sich mit abnehmender Reaktionsgeschwindigkeit über Monate und Jahre [102]. Mit dem Hydratationsprozess entwickeln sich die Festigkeit und die Steifigkeit des Betons, die in günstiger Umgebung lange Zeit zunehmen.

In der frühen Phase der Hydratation ist der Beton meist noch plastisch, so dass während der Aufheizung bei Verformungsbehinderung Druckspannungen nur in einem geringen Maß entstehen. Der Anstieg der Druckspannungen ist von der zeitlichen Entwicklung des Elastizitätsmoduls, der Relaxation und den nicht thermisch bedingten Eigenverformungen des Betons abhängig. In der anschließenden Abkühlphase werden zunächst die noch vorhandenen Druckspannungen abgebaut, bei weiterer Abkühlung treten dann im Beton Zugeigen- und Zugzwängsspannungen auf, die zu Schalenrissen an den Außenflächen und Spaltrissen in den von Zugzwängsspannungen beanspruchten Bereichen führen könnten.

Die Verformungs- und Spannungszustände im Betonbauwerk sind sehr verwickelt. Sie sind von den sich zeitlich und räumlich verändernden und schwer zu berücksichtigenden Materialeigenschaften und Belastungszuständen beeinflusst. Analytische Lösungen sind nur für vereinfachte Geometrien möglich [58] [61] [62] [78]. Immer häufiger werden sie unter mehreren oder weniger Voraussetzungen mit Hilfe eines der numerischen Verfahrens, wie z.B. Finite-Elemente-Methode, berechnet [102] [71]. Die üblichen Voraussetzungen hierfür sind:

- Geometrische Linearität: d.h. kleine Verschiebungen und Verzerrungen, aufgrund dessen ist bei der Formulierung der Bewegungsgleichung keine Unterscheidung zwischen der verformten und unverformten Konfiguration erforderlich
- Homogenität: Der Beton wird in einer makroskopischen Betrachtungsweise als homogenes Kontinuum angesehen
- Isotropes Materialverhalten des Betons
- Statische Beanspruchungen
- Gleiches Werkstoffgesetz für Druck- und Zugbeanspruchungen
- Gültigkeit des Superpositionsprinzips für visko-elastische Verformungen
- Vernachlässigbarer Einfluss des Spannungszustands auf Hydratations- und Temperaturentwicklung des Betons: Aufgrund dessen wird eine getrennte Behandlung der thermischen Transport- und mechanischen Deformationsvorgänge möglich.

Die Berechnung der Verzerrungen und Spannungen im zu untersuchenden Objekt (Bauwerk) bedingt einerseits die Erfüllung der Gleichgewichtsbedingungen innerhalb des Gebiets Ω

$$L^T \sigma + f = 0 \quad (3.1)$$

und andererseits die Erfüllung der vorgeschriebenen äußeren Kräfte \bar{p} und Verschiebungen \bar{u} auf dem Rand Γ .

$$\begin{aligned} \hat{n}^T \sigma &= \bar{p} && \text{auf dem } \Gamma_\sigma \\ u &= \bar{u} && \text{auf dem } \Gamma_u \end{aligned} \quad \Gamma = \Gamma_\sigma \cup \Gamma_u \quad (3.2)$$

In (3.1) und (3.2) bezeichnen L einen Differentialoperator, σ die Spannungen und f die Volumenkräfte. L , σ , f und die anderen Matrizen sowie Vektoren in den beiden Gleichungen sind wie folgt definiert:

$$L = \begin{bmatrix} \partial/\partial x & 0 & 0 \\ 0 & \partial/\partial y & 0 \\ 0 & 0 & \partial/\partial z \\ \partial/\partial y & \partial/\partial x & 0 \\ 0 & \partial/\partial z & \partial/\partial y \\ \partial/\partial z & 0 & \partial/\partial x \end{bmatrix} \quad \sigma = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{Bmatrix} \quad \hat{n} = \begin{bmatrix} n_x & 0 & 0 \\ 0 & n_y & 0 \\ 0 & 0 & n_z \\ n_y & n_x & 0 \\ 0 & n_z & n_y \\ n_z & 0 & n_x \end{bmatrix}$$

$$f = \begin{Bmatrix} \bar{f}_x \\ \bar{f}_y \\ \bar{f}_z \end{Bmatrix} \quad \bar{p} = \begin{Bmatrix} \bar{p}_x \\ \bar{p}_y \\ \bar{p}_z \end{Bmatrix} \quad u = \begin{Bmatrix} u_x \\ u_y \\ u_z \end{Bmatrix} \quad \bar{u} = \begin{Bmatrix} \bar{u}_x \\ \bar{u}_y \\ \bar{u}_z \end{Bmatrix}$$

In der Matrix \hat{n} sind $n_l = \cos(n, l)$, $l = x, y, z$. n ist der Normaleneinheitsvektor auf dem Rand Γ_σ .

Mit Hilfe des Prinzips der virtuellen Verschiebungen erhält man die schwache Formulierung des Problems (3.1) und (3.2):

$$\int_{\Omega} (L\tilde{u})^T \sigma d\Omega = \int_{\Gamma_\sigma} \tilde{u}^T \bar{p} d\Gamma + \int_{\Omega} \tilde{u}^T f d\Omega \quad (3.3)$$

Hierin bedeutet $\tilde{u} = \{ \tilde{u}_x \quad \tilde{u}_y \quad \tilde{u}_z \}^T$ die virtuellen Verschiebungen. Bei zeitabhängigen Kräften und Verformungen, was bei der gegenwärtigen Problemstellung der Fall ist, gelten die Gleichgewichtsbedingungen für den jeweiligen Betrachtungszeitpunkt. Sie sind unabhängig von einem bestimmten Stoffgesetz gültig. Die Berechnung der Spannungen und Dehnungen setzt aber ein vorgeschriebenes Werkstoffgesetz voraus. Für Beton gilt das verallgemeinerte Hooke'sche Gesetz:

$$\sigma = D\varepsilon_e + \sigma_0 = D(\varepsilon - \varepsilon_0) + \sigma_0 \quad (3.4)$$

mit:

$$D = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & (1-2\nu)/2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & (1-2\nu)/2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & (1-2\nu)/2 \end{bmatrix}$$

$$\varepsilon = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix} \quad \varepsilon_e = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{x,e} \\ \varepsilon_{y,e} \\ \varepsilon_{z,e} \\ \gamma_{xy,e} \\ \gamma_{yz,e} \\ \gamma_{zx,e} \end{Bmatrix} \quad \varepsilon_0 = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{x,0} \\ \varepsilon_{y,0} \\ \varepsilon_{z,0} \\ \gamma_{xy,0} \\ \gamma_{yz,0} \\ \gamma_{zx,0} \end{Bmatrix} \quad \sigma_0 = \begin{Bmatrix} \sigma_{x,0} \\ \sigma_{y,0} \\ \sigma_{z,0} \\ \tau_{xy,0} \\ \tau_{yz,0} \\ \tau_{zx,0} \end{Bmatrix}$$

Dabei sind D die Elastizitätsmatrix, E der Elastizitätsmodul und ν die elastische Querdehnzahl. Die Verzerrung ε_0 ist die gesamte Verzerrung ε abzüglich der elastischen Verzerrung ε_e und wird im Folgenden als Anfangsverzerrung bezeichnet. Unter ε_0 seien vor allem die Verzerrungen infolge Kriechverformung, Schwinden und Temperaturverformung zusammengefasst. ε_0 und E werden u.a. in den folgenden Abschnitten näher diskutiert. Die Anfangsspannungen σ_0 stammen aus einem zeitlichen vorangehenden und zum Betrachtungszeitpunkt noch andauernden Belastungsfall [102].

3.2 Verformungen des Betons bei einaxialer Beanspruchung

Das Verformungsverhalten des Betons wird meist durch einaxiale Beanspruchung des Betonkörpers untersucht. Die gesamte Verformung $\varepsilon(t)$ (Wenn nicht anders angegeben wird, ist in der vorliegenden Arbeit Verformung auch als Verzerrung zu verstehen) einer mit einer einaxialen konstanten Spannung σ belasteten Betonprobe kann wie folgt beschrieben werden:

$$\begin{aligned}
 \varepsilon(t) &= \varepsilon_e(t) + \varepsilon_0(t) \\
 &= \varepsilon_e(t) + \varepsilon_r(t) + \varepsilon_k(t) + \varepsilon_s(t) + \varepsilon_T(t) \\
 &= \varepsilon_a(t) + \varepsilon_k(t) + \varepsilon_s(t) + \varepsilon_T(t) \\
 &= \varepsilon_a(t) + \varepsilon_k(t) + \tilde{\varepsilon}_\sigma(t) \\
 &= \varepsilon_\sigma(t) + \tilde{\varepsilon}_\sigma(t)
 \end{aligned} \tag{3.5}$$

mit

- $\varepsilon(t)$ die gesamte Verformung
- $\varepsilon_0(t)$ die gesamte Verformung abzüglich der elastischen Verformung, $\varepsilon_0(t) = \varepsilon(t) - \varepsilon_e(t)$;
- $\varepsilon_a(t)$ die Augenblicksverformung, welche unmittelbar nach Erreichen der Last entsteht.
 $\varepsilon_a(t) = \varepsilon_e(t) + \varepsilon_r(t)$;
- $\varepsilon_e(t)$ der reversible (elastische) Anteil von $\varepsilon_a(t)$;
- $\varepsilon_r(t)$ der irreversible (unelastische) Anteil von $\varepsilon_a(t)$;
- $\varepsilon_k(t)$ die Kriechverformung;
- $\varepsilon_s(t)$ die Verformung infolge des Schwindens oder Quellens;
- $\varepsilon_T(t)$ die Temperaturverformung;
- $\tilde{\varepsilon}_\sigma(t)$ die lastunabhängigen Verformungen, $\tilde{\varepsilon}_\sigma(t) = \varepsilon_s(t) + \varepsilon_T(t)$;
- $\varepsilon_\sigma(t)$ die lastabhängigen Verformungen, $\varepsilon_\sigma(t) = \varepsilon_a(t) + \varepsilon_k(t)$.

3.2.1 Lastunabhängige Verformungen

Die spannungsunabhängigen Verformungen enthalten die Temperaturverformung und die Verformung infolge des Schwindens oder Quellens.

Temperaturverformung und die Wärmedehnungszahl

Die Temperaturverformung $\varepsilon_T(t)$ erhält man als Produkt der Wärmedehnungszahl und Temperaturdifferenz:

$$\varepsilon_T(t) = \alpha_T \cdot \Delta T \quad (3.6)$$

mit

α_T 1/K Wärmedehnungszahl;

ΔT K Temperaturdifferenz. $\Delta T = T - T_{ref}$, T_{ref} ist die Referenztemperatur, auch die erste Nullspannungstemperatur [101] genannt. Sie ist die Temperatur am Anfang der Erstarrungsphase (setting phase), wenn der Hydratationsgrad $\xi = \xi_{set}$. ξ_{set} stellt den Übergang vom plastischen zum viskoelastischen Verhalten des Betons dar. Es markiert das Ende der sogenannten „dormant phase“. Bevor der Hydratationsgrad im Beton ξ_{set} erreicht, werden die behinderten Verformungen (einschließlich der Temperaturverformung) vollständig in plastische Verformungen umgesetzt. Erst nach dem Erreichen des Hydratationsgrades ξ_{set} werden Festkörpereigenschaften wirksam, und ein Teil der behinderten Verformung ist in Spannungen umgesetzt.

Die Wärmedehnungszahl des Betons wird durch die Betonzusammensetzung (Zementgehalt, w/z-Beiwert, Zuschlagsart, Korngröße der Zuschlagsstoffe), den Feuchtigkeitsgehalt, das Betonalter und die Temperatur beeinflusst.

Die Wärmedehnungszahl des Betons verändert sich mit fortschreitender Hydratation, wobei analog zum Hydratationsfortschritt auch die Wärmedehnungszahländerung im jungen Beton zunächst recht schnell, beim Festbeton dann aber sehr langsam abläuft. Ausgehend von der Wärmedehnungszahl des Frischbetons (Volumenanteile des Betons: Portlandzement:Zuschlag(Quarz):Wasser \approx 1:7:2) von $20 \times 10^{-6} \text{K}^{-1}$ fällt die Wärmedehnungszahl ab und beträgt bei einem Betonalter von einem Jahr etwa $10 \times 10^{-6} \text{K}^{-1}$. Der Abfall geschieht jedoch nicht kontinuierlich. Er scheint sich in schwingungsförmigen Auf- und Abwärtsbewegungen zu vollziehen [114], siehe auch Abb. 3.1.

Da der Beton im Anfangsstadium einen geringen E-Modul und gleichzeitig großes Relaxationsvermögen hat, erzeugen die im Anfangsstadium nicht proportional zum Temperaturverlauf entstehenden Temperaturverformungen sehr viel weniger zusätzliche Spannungen als die mit einer für den Festbeton gültigen konstanten Wärmedehnungszahl berechneten Temperaturverformungen. Daher wird in der Praxis bei der Berechnung der Temperaturverformungen meistens eine konstante Wärmedehnungszahl angenommen. Wie z.B. in DIN 1045 und DIN 4227 wird eine konstante Wärmedehnungszahl von $1.0 \times 10^{-5} \text{K}^{-1}$ für Festbeton empfohlen. Die Wärmedehnungszahl von Festbeton liegt in Abhängigkeit des Zuschlages zwischen 0.6×10^{-5} und $1.4 \times 10^{-5} \text{K}^{-1}$. Da die Auswirkung der Wärmedehnungszahl auf die Spannung wegen der direkten Proportionalität sehr groß ist, sollten im konkreten Falle die auf die Wärmedehnungszahl einwirkenden Parameter der Betonrezeptur berücksichtigt werden [102].

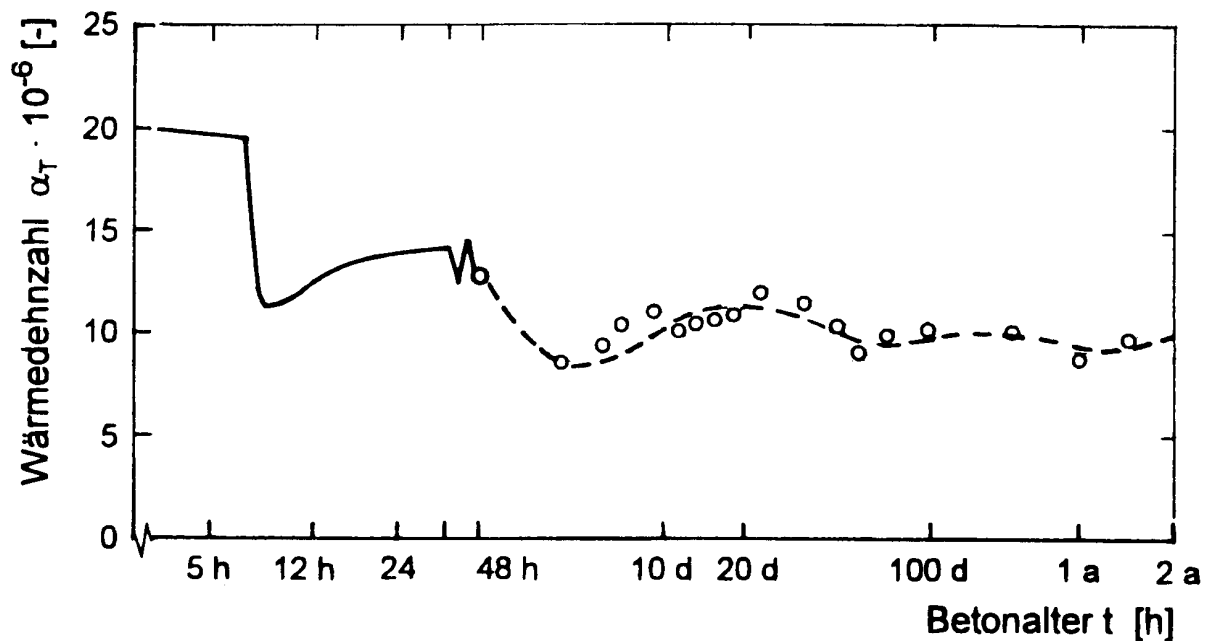


Abb. 3.1: Entwicklung der Wärmedehnzahl aus dem mit Zement PZ 35 hergestellten Betons [114]

Schwinden/Quellen

Mit Schwinden wird die zeit-, jedoch nicht spannungsbedingte (obwohl spannungsabhängige) Volumenverminderung von Beton durch Austrocknen bezeichnet.

Die Verformungen des Betons infolge des Schwindens setzen sich aus mehreren Anteilen zusammen, die je nach Alter und Lagerungsbedingungen zu unterschiedlichen Zeitpunkten und mit veränderlicher Intensität auftreten. Hinsichtlich der Ursache unterscheidet man die Schwindvorgänge chemisches Schwinden, autogenes Schwinden, Trocknungsschwinden, Kapillarschwinden, Karbonatisierungsschwinden und thermisches Schwinden [142] [136] [65]. Bei Massenbetonbauwerken mit großen Abmessungen, wie z.B. Talsperren, sind die Verformungen infolge Trocknungsschwinden, Kapillarschwinden, Karbonatisierungsschwinden und thermisches Schwinden bei sorgfältiger Nachbehandlung des Betons im Vergleich zur Temperaturverformung vernachlässigbar klein. Für die Berechnung der Wärmespannung infolge der Hydratation hat nur autogenes Schwinden oder Quellen eine Bedeutung.

Da das Volumen der Reaktionsprodukte kleiner ist als das Volumen der Ausgangsstoffe Wasser und Bindemittel, kommt es während der Hydratation zu einer Volumenabnahme, solange sich noch kein solides Skelett ausgebildet hat. Diese Volumenverringerung wird als chemisches Schrumpfen bezeichnet. Nimmt infolge der beginnenden Erhärtungsreaktion der Verformungswiderstand zu, so führt die Volumenverringerung infolge des chemischen Prozesses zu feinen Poren im Gefüge. Die chemische Reaktion des Wassers mit dem Bindemittel führt gleichzeitig zu einer Reduzierung des Anteils des freien Wassers im Gefüge.

Dieser Vorgang wird auch als Selbstaustrocknung bezeichnet. Eine dabei zu beobachtende Verminderung der äußeren Abmessungen wird autogenes Schwinden genannt.

In den ersten Stunden (5 bis 24 Stunden) weist der Beton geringe autogene Schwindverformungen auf, bei deren Behinderung auch keine messbaren Spannungen erzeugt werden, da der Beton in dieser Phase noch plastisch ist und die entstehenden Spannungen sofort relaxiert werden. Nach den ersten Stunden beginnt der Beton mit anwachsendem E-Modul Druckspannungen aufzubauen. Diese Druckspannungen sind z.T. auf die chemischen Quellverformungen zurückzuführen [114] [142]. Die Quellverformungen entstehen, wenn der Zement mehr Sulfat enthält als zur Erstarrungsregelung notwendig wäre. Das Sulfat bildet mit dem im Zementkorn eingelagerten C_3A großvolumiges Ettringit und führt zu einer Expansion im erhärtenden Beton. Diese Expansion ist größer als die in diesem Stadium ablaufenden chemischen Schwindverformungen. Die Größe der chemischen Quellverformungen ist neben dem Gehalt an überschüssigem Sulfat vor allem vom Sulfatträger abhängig. Die Druckspannungen werden dann abgebaut, wenn die chemischen Quellverformungen geringer werden und Schwindverformungen gegenüber den abnehmenden Quellverformungen wieder ansteigen [140].

Die autogene Verformung (Schwinden oder Quellen) hängt direkt von der Zementart und Erhärungsreaktion ab. Deshalb ist auch ein Einfluss der Erhärtungsgeschwindigkeit vorhanden, der mit zunehmendem Betonalter abnimmt. Es gibt noch kein allgemeingültiges Verfahren zur Vorhersage der autogenen Verformung. Sie muss bei vorgegebener Betonzusammensetzung experimentell ermittelt werden.

3.2.2 Lastabhängige Verformungen

Elastische Verformung

Unter elastischer Verformung wird die unter Belastung sofort entstandene Verformung bezeichnet, die bei Entlastung vollständig zurückgeht. Sie ist von der Größe der auftretenden Spannung $\sigma(t)$ und dem Elastizitätsmodul $E(t)$ des Betons zum Zeitpunkt t der Belastung abhängig.

$$\varepsilon_e(t) = \frac{\sigma(t)}{E(t)} \quad (3.7)$$

Die mit (3.7) errechneten elastischen Verformungen sind bis zu einem Belastungsgrad (das Verhältnis der einwirkenden Spannung zur Betonfestigkeit bei Belastungsbeginn) $\bar{\sigma} = 0.3$ bis 0.5 für Druckbelastung und $\bar{\sigma} = 0.6$ bis 0.9 für Zugbelastung identisch mit den gemessenen Kurzzeitverformungen. Bei den höheren Belastungen weicht die gemessene Verformung, bedingt durch die einsetzende Mikrorissbildung mit steigendem Lastniveau, zunehmend nach oben von der errechneten Verformung ab.

Der Elastizitätsmodul des Betons, die Beeinflussungen auf dessen Größe und zeitliche Entwicklung sowie die Ansätze zur Beschreibung dessen zeitlicher Entwicklung werden später unter mechanischen Kurzzeiteigenschaften des Betons diskutiert.

Lastabhängige unelastische Verformung

Dazu gehören die Kriechverformung ε_k und der irreversible Anteil der sofort eintretenden Verformung ε_r .

Der unelastische Anteil der sofortigen Verformung ε_r ist auf die Mikrorissbildung im Beton bei hohen Beanspruchungen zurückzuführen. Wenn die einwirkende Spannung klein ($\bar{\sigma} < 0.3$ bis 0.5 für Druckbeanspruchung und $\bar{\sigma} < 0.6$ bis 0.9 für Zugbeanspruchung) ist, kann der unelastische Anteil ε_r vernachlässigt werden.

Die Kriechverformung ε_k wird in folgendem Abschnitt detailliert diskutiert.

3.3 Kriechverformung des Betons

3.3.1 Allgemeines

Die Kriechverformung ε_k ist eine spannungs- und zeitabhängige Verformung, die infolge einer, über einen längeren Zeitraum wirkenden, konstanten oder variablen Spannung entsteht.

Die Vorgänge, die im Beton ablaufen und zum Kriechen führen, sind sehr komplex. Die zahlreichen entwickelten physikalischen Theorien können immer nur Teilerscheinungen des Kriechens erklären. Eine allgemein gültige physikalische Theorie existiert bisher immer noch nicht. Es wird vermutet, dass das Kriechen vor allem auf die Bewegung und Umlagerung von Wasser im Zementstein, z.T. auch auf Vorgänge im Feststoffbereich, wie interkristallines Gleiten und Mikrorissbildung zurückzuführen ist [140].

Die Kriechdehnung kann nicht direkt gemessen werden, sondern ergibt sich als Verformungsdifferenz. Die lastunabhängigen Verformungen (Schwinden ε_s und thermische Dehnung ε_T) werden an Parallelproben gemessen. Die sofortige elastische und unelastische Dehnung wird an Parallelproben gemessen oder als die Verformung festgelegt, die unmittelbar nach Lastaufbringung gemessen wird. Wegen der zu diesem Zeitpunkt hohen Verformungsgeschwindigkeit hängen die so ermittelten sofortigen elastischen und unelastischen Verformungen von den Zeitdauern für die Lastaufbringung und für die Verformungsmessung ab.

3.3.2 Einflussfaktoren auf das Betonkriechen

Das Kriechverhalten von Beton hängt von einer Vielzahl von Parametern ab [123] [113] [106] [14]:

Betontechnologische Parameter:

Neben den wichtigsten betontechnologischen Einflussparameter wie dem W/Z-Wert, der Zementart und dem Anteil an Zuschlägen, sowie deren Steifigkeit beeinflussen einige Zu-

satzmittel und -stoffe das Kriechverhalten des Betons. Das Kriechen ist umso ausgeprägter, je höher der W/Z-Wert, je geringer die Reaktionsgeschwindigkeit des Zementes, je geringer der Anteil der Zuschläge und je geringer deren Steifigkeit ist. Das Kapillarporen-Volumen des Betons erfasst die wichtigsten betontechnologischen Einflüsse auf Kriechneigung des Zementsteins: Mit abnehmenden Kapillarporen nimmt das Kriechen ab. Dies kann durch einen geringen w/z-Wert und einen hohen Hydratationsgrad bei Belastungsbeginn erreicht werden.

Umgebungsbedingungen

Die Temperatur und die relative Luftfeuchte in Zusammenhang mit dem Feuchtezustand des Betons und der Bauteildicke wirken sich ebenfalls auf das Kriechverhalten aus. Mit steigender Temperatur vor der Belastung verringert sich das Kriechen, eine Temperaturerhöhung während der Belastung verstärkt das Kriechen. Je höher der Wassergehalt und der Wasserverlust des Betons während der Belastung sind, desto ausgeprägteres Kriechen ist zu erwarten.

Belastungsverlauf

Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung ist ausgeprägt zeitabhängig. Den Belastungsverlauf beschreiben das Belastungsalter, die Zeitpunkte von Laständerungen, die Beanspruchungsart und die zugehörigen Belastungsgrade. Das Kriechen ist umso ausgeprägter, je jünger ein Beton ist und je höher er beansprucht wird.

3.3.3 Kriechen im Gebrauchspannungsbereich

Bei umfangreichen Kriechversuchen wurde festgestellt, dass bei konstanter Temperatur und Umgebungsfeuchte die Verformung einer mit einer konstanten Spannung σ beanspruchten Betonprobe näherungsweise linear von der einwirkenden Spannung abhängig ist, wenn die einwirkende Spannung im Gebrauchsspannungsbereich ($\bar{\sigma} < 0,3$ bis $0,5$ für Druckspannung, $\bar{\sigma} < 0,6$ bis $0,9$ für Zugspannung) liegt:

$$\varepsilon(t) = \sigma J(t, \tau) + \tilde{\varepsilon}_\sigma(t) \quad (3.8)$$

Dabei sind σ die einachsige Spannung, ε die gesamte Verformung in der Richtung parallel zur einwirkenden Spannung, t die Zeit, welche häufig als das Betonalter zu verstehen ist. $\tilde{\varepsilon}_\sigma(t)$ ist lastunabhängige Verformung, zu der das Schwinden/Quellen und die Temperaturverformung gehören. $J(t, \tau)$ ist die Kriechfunktion (Komplianzfunktion) des Betons. Diese Funktion gibt die Verformung (elastische Verformung und Kriechen) einer ab dem Betonalter τ mit einer einachsigen Einheitsspannung belasteten Betonprobe zur Zeit t an. Sie wird oft als die Summe von der elastischen Komplianz $1/E(\tau)$ und der Kriechkomplianz (spezifisches Kriechen) $C(t, \tau)$ ausgedrückt:

$$J(t, \tau) = 1/E(\tau) + C(t, \tau) = \frac{1 + \varphi(t, \tau)}{E(\tau)} \quad (3.9)$$

Dabei ist $E(\tau)$ der elastische Modul des Betons zum Belastungsalter τ , und $\varphi(t, \tau)$ die Kriechzahl, welche als das proportionale Verhältnis zwischen der Kriechdehnung $\varepsilon_k(t, \tau)$ zum untersuchten Zeitpunkt t und der elastischen Anfangsverformung $\varepsilon_e(\tau)$ definiert ist:

$$\varphi(t, \tau) = E(\tau) \cdot C(t, \tau) = E(\tau) \cdot J(t, \tau) - 1 = \varepsilon_k(t, \tau) / \varepsilon_e(\tau) \quad (3.10)$$

3.3.4 Die Trennung von sofortiger Verformung und dem Kriechen

Bei der Modellierung des Kriechens durch eine Kriechzahl wird die gemessene, gesamte lastabhängige Verformung $\varepsilon_\sigma(t)$ in eine sofortige Verformung (elastische Verformung) $\varepsilon_e(\tau)$ und eine Kriechdehnung $\varepsilon_k(t, \tau)$ unterteilt. Diese Trennung ist in der Praxis leider nicht eindeutig und schwierig, da schon bei extrem kurzer Belastungsdauer nichtvernachlässigbare Kriechverformung entsteht. Außerdem gibt es keine allgemeine Regel für die Bestimmung der Belastungsdauer zur Ermittlung der elastischen Verformung. Wegen des hypoelastischen Verhaltens des Betons (siehe Abschnitt 3.4 in [102]), insbesondere für den Beton während der Hydratationsphase, ist die Belastungsdauer, welche von 0.001 sec bis hin zu zwei Stunden lag[13], für die Bestimmung des E-Moduls des Betons maßgebend.

Gibt man nicht an, wie die elastische Verformung definiert ist (Belastungsgeschwindigkeit, Prüfmethode und Prüfbedingungen, Belastungsdauer etc), auf die sich die Kriechzahl bezieht, kann es dazu kommen, dass die Gesamtverformungen unter Annahme einer falschen Größe für die sofortige elastische Verformung berechnet werden. Unnötigerweise kann so bereits eine kleine Abweichung bei der Annahme von $\varepsilon_e(\tau)$ durch die Multiplikation mit einer großen Kriechzahl $\varphi(t, \tau)$ zu Fehlern bei der Berechnung der Kriechverformung führen.

Diese Fehlermöglichkeit könnte vermieden werden, wenn man die Analyse immer auf der experimentell ermittelten gesamten lastabhängigen Verformung, nämlich der Komplianzfunktion $J(t, \tau)$ aufbauen würde. Die Unterteilung der Komplianzfunktion $J(t, \tau)$ in elastische und unelastische (Kriechen) Teile ist künstlich und nicht unbedingt nötig. Schließlich ist nur die gesamte lastabhängige Verformung $J(t, \tau)$ für die Verformungsanalyse der Bauwerke von Bedeutung.

Mithilfe der Gesamtverformung oder der Kriechfunktion $J(t, \tau)$ lässt sich die Kriechzahl $\varphi(t, \tau)$ folgendermaßen ermitteln:

$$\varphi(t, \tau) = \frac{J(t, \tau)}{J(\tau + \Delta, \tau)} - 1 \quad (3.11)$$

Die Größe $J(\tau + \Delta, \tau) = 1/E(\tau)$ repräsentiert dabei die sofortige Verformung im Alter τ . Für Versuche im Gebrauchsspannungsbereich ergeben sich dynamischer und statischer E-Modul aus der Kriechfunktion $J(t, \tau)$ zu:

$$1/J(\tau + \Delta, \tau) \quad (3.12)$$

mit den Zeitintervallen $\Delta \cong 10^{-7}d$ für den dynamischen E-Modul und $\Delta \cong 10^{-1}d$ für den statischen E-Modul.

Der dynamische oder asymptotische E-Modul beträgt ungefähr das 1.5-fache des statischen E-Moduls zum Zeitpunkt 28 Tage.

3.3.5 Kriechmodellierung

Empirische Kriechfunktionen

Die meisten Kriechfunktionen von Beton sind wegen der verwickelten Beziehungen zwischen der Kriechverformung und den zahlreichen Einflussfaktoren empirisch formuliert worden. Die Kriech- bzw. Rückkriechversuche an Beton ergeben sowohl viskoelastische Verformungen (auch reversibles Kriechen oder verzögerte Elastizität) als auch viskoplastische Verformungen (auch irreversibles Kriechen, Fließen). Um beide Verformungsanteile unter Berücksichtigung der verschiedenen Einflüsse zu modellieren, hat man verschiedene mathematische Verknüpfungen einer zeitinvarianten Funktion mit einer die Alterung beschreibenden Funktion vorgenommen, wie z.B. Multiplikation, Addition, Exponent oder Logarithmus usw. Wegen ihrer einfachen Formulierungen wurden die Multiplikation (Produktansatz) und Addition (Summationsansatz) in der Vergangenheit oft verwendet.

Beim Produktansatz wird angenommen, dass die Kriechzahl wie folgt dargestellt wird:

$$\varphi(t, \tau) = k_1(\tau) \cdot k_2 \cdot \dots \cdot k_n \cdot k(t - \tau) \quad (3.13)$$

Dabei sind

$k_1(\tau)$ Der Betonaltersfaktor, welcher eine Funktion zur Berücksichtigung des Betonalters beim Aufbringen der Belastung (Belastungsalter) ist. Er wird als Schonzeitfaktor bezeichnet. Alter Beton kriecht langsamer als junger Beton und hat somit einen kleineren Schonzeitfaktor.

k_i $i = 2, n$, Koeffizienten, welche meistens als von einander unabhängig angenommen werden, zur Berücksichtigung der Einflüsse auf die Kriechverformung, z.B. relative Luftfeuchte, Druckfestigkeit, Temperatur und Belastungsgrad, etc.

$f(t)$ Die Zeitfunktion, welche eine Funktion zur Berücksichtigung der zeitlichen Entwicklung des Kriechens nach Aufbringen der Spannung ist. Sie ist von den Bauteilabmessungen abhängig und strebt gegebenenfalls einen Endwert an.

Der Produktansatz wird von ACI [1] und im CEB-FIP Model Code [34] verwendet.

Charakteristisch für einen Summationsansatz ist die Aufspaltung der Kriechverformung in das irreversible Fließen und die reversible, verzögert elastische Verformung. Dabei wird angenommen, dass sich die verzögert elastische Verformung und das Fließen bei Belastung ebenso einstellen, wie sie nach Entlastung beobachtet werden können. Ein bekanntes Beispiel für einen Summationsansatz ist das in DIN 4227 enthaltene Stoffgesetz für das Betonkriechen [46]. Neue Summationsansätze unterscheiden zwischen dem Kriechverhalten von Beton, der während der Belastung trocknet, und von Beton, dessen Trocknung verhindert wird. Dieser Unterschied wirkt sich vor allem auf das Fließen aus.

$$\varepsilon_k(t, \tau, \dots) = \varepsilon_v(t, \tau, \dots) + \varepsilon_{fg}(t, \tau, \dots) + \varepsilon_{ft}(t, \tau, \dots) \quad (3.14)$$

Dabei sind

ε_v Verzögerte elastische Verformung

ε_{fg} Grundfließen von vor Trocknung geschütztem Beton

ε_{ft} Trocknungsfließen

Der Summationsansatz wird z.B. in der DIN 4227 [46], im Revised Summation Model (RSM) [35] und im BP-KX-Modell [15] [16] [17] [18] [19] benutzt.

Die Empirische Kriechfunktion, wie z.B. das CEB-FIP-Modell [34] oder das BP-KX-Modell, kann die Kriechverformung bei unterschiedlichen Bedingungen zwar gut beschreiben. Sie ist aber bei der Verformungs- und Spannungsberechnung mit FEM nur mit großem Rechenaufwand direkt verwendbar. Häufig wird sie unter der Annahme einer linearen Beziehung zwischen viskoelastischer Verformung und Spannung durch eine Dirichletsche Reihe approximiert. Die Dirichletsche-Reihe-Approximation der Kriechverformung kann auch direkt aus den Kriechversuchsdaten erzielt werden. Mit der Dirichletsche-Reihe-Approximation ist es möglich, einen effizienten Algorithmus zur inkrementellen Berechnung der Verformungen und Spannungen zu formulieren, ohne die gesamte Spannungsgeschichte speichern zu müssen. Dieser effiziente Algorithmus kann viel leichter aus dem im Folgenden dargestellten rheologischen Modell (Kelvin-Kette-Modell) abgeleitet werden (siehe auch Abschnitt 4.2.1).

Rheologische Modelle zur Kriechmodellierung

Die viskoelastische Kriechverformung kann man mit rheologischen Modellen, die aus unterschiedlichen kombinierten Feder- und Dämpferelementen bestehen, annähern. Die Anpassung des Modells an die Kriechversuchsdaten erfolgt durch die entsprechende Wahl der Parameter der Modellelemente.

Als ein wichtiges Beispiel wird hier das lineare alternde Kelvin-Kette-Modell (siehe Abb. 3.2) behandelt. Das Modell besteht aus einer Feder und einer Kette von Kelvin-Zellen. Jede Kelvin-Zelle ist im Wesentlichen ein viskoser Festkörper.

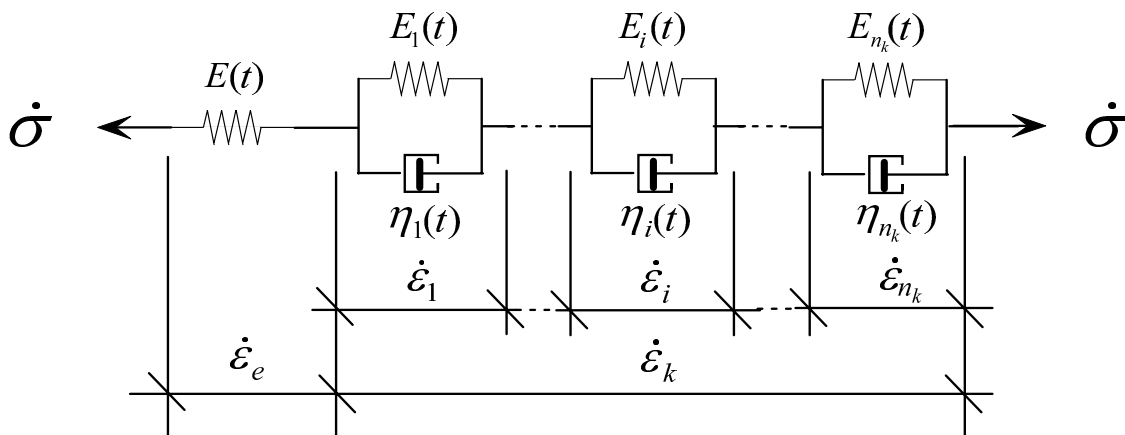


Abb. 3.2: Das Kelvin-Kette-Modell

Weil Beton ein erhärtendes Material ist, lässt sich die Spannungsrate auf der Feder einer Kelvin-Zelle, wie z.B. der Zelle i , ausdrücken:

$$\dot{\sigma}_f = E_i(t)\dot{\varepsilon}_i \quad (3.15)$$

Dabei sind $\dot{\varepsilon}_i = \frac{\partial \varepsilon_i}{\partial t}$, $\dot{\sigma}_f = \frac{\partial \sigma_f}{\partial t}$, σ_f die Spannung auf der Feder und E_i die Steifigkeit der Feder. Die Spannung auf dem Dämpfer ist:

$$\sigma_d = \eta_i(t)\dot{\varepsilon}_i \quad (3.16)$$

hierbei ist η_i die Viskosität des Dämpfers. Die Spannungsrate auf dem Dämpfer berechnet sich zu:

$$\dot{\sigma}_d = \eta_i(t)\ddot{\varepsilon}_i + \dot{\eta}_i(t)\dot{\varepsilon}_i \quad (3.17)$$

Mit $\ddot{\varepsilon}_i = \frac{\partial^2 \varepsilon_i}{\partial t^2}$. Wegen der Gleichgewichtsbedingung ist die äußere Spannung bzw. die Spannungsrate $\dot{\sigma}$ gleich der Summe aus der Feder $\dot{\sigma}_f$ und dem Dämpfer $\dot{\sigma}_d$:

$$\dot{\sigma}_f + \dot{\sigma}_d = \dot{\sigma} \quad (3.18)$$

Aus Gln.(3.15), (3.17) und (3.18) ergibt sich

$$\ddot{\varepsilon}_i + K(t)\dot{\varepsilon}_i = \frac{\dot{\sigma}}{\eta_i(t)} \quad (3.19)$$

wobei $K(t) = \frac{E_i(t) + \dot{\eta}_i(t)}{\eta_i(t)}$ ein Materialkoeffizient ist.

Die Gleichung (3.19) ist die Differentialgleichung des einfachen erhärtenden Kelvin-Voigt-Modells. Wird angenommen, dass $\sigma = \sigma_0$ für $t > \tau$, d.h. die Spannung ist konstant, so ergibt sich aus der Dgl.(3.19):

$$\ddot{\varepsilon}_i + K(t)\dot{\varepsilon}_i = 0 \quad t > \tau \quad (3.20)$$

Die Lösung der Dgl.(3.20) lautet:

$$\varepsilon_i = \sigma_0 \frac{1}{\eta_i(\tau)} \int_{\tau}^t e^{-\int_{\tau}^s K(s)ds} d\tau \quad (3.21)$$

mit folgenden Anfangsbedingungen:

$$\varepsilon_i(\tau) = 0, \quad \dot{\varepsilon}_i(\tau) = \sigma_0 \frac{1}{\eta_i(\tau)} \quad (3.22)$$

Im Allgemeinen wird die Kriechverformung mit der Kriechfunktion $J(t, \tau)$ formuliert:

$$\varepsilon_i = \sigma_0 J(t, \tau) \quad (3.23)$$

und

$$J(t, \tau) = \frac{1}{\eta_i(\tau)} \int_{\tau}^t e^{-\int_{\tau}^s K(s)ds} dt \quad (3.24)$$

Die gesamte Kriechverformung ist die Summe der Kriechverformungen aller Kelvin-Zellen:

$$\varepsilon_k = \sum_{i=1}^{n_k} \varepsilon_i \quad (3.25)$$

3.3.6 Einfluss der Temperatur auf die Kriechverformung

Neben der Luftfeuchtigkeit ist die Temperatur der zweite Hauptfaktor, der die Größe der Kriechzahl $\varphi(t, \tau)$ und somit die zeitabhängige Verformung des Betons beeinflusst.

Der Temperatureffekt hat einen ambivalenten Einfluss auf das viskoelastische Verhalten jungen Betons. Zum einen wird die Erhärtung des Betons durch Temperaturerhöhung beschleunigt. Dies bewirkt vor dem Belastungszeitpunkt einen größeren Hydratationsgrad des Betons als bei der Referenztemperatur (20 °C). Die Kriechfähigkeit wird dadurch vermindert. Andererseits wird die Viskosität des Betons durch erhöhte Temperatur reduziert, was zu einer deutlichen Zunahme der Kriechdehnung führt. Letzteres ist wirksam in zwei Formen:

- Kriechen bei erhöhter konstanter Temperatur
- Kriechen bei veränderlicher Temperatur

Versuchsergebnisse haben gezeigt, dass der Beton bei einer erhöhten konstant bleibenden Temperatur deutlich schneller als bei Referenztemperatur (20 °C) kriecht. Je höher die Temperatur ist, desto stärker kriecht der Beton. Wird Beton im belasteten Zustand erwärmt, so erfährt er außer Wärmedehnung zusätzliche zeit- und lastenabhängige Verformungen, die als Übergangskriechen („transitional thermal creep“) ε_{TTC} bezeichnet werden.

Kriechen bei erhöhter konstant bleibender Temperatur

Die Größe der Kriechverformung bei erhöhter konstant bleibender Temperatur wird meistens durch modifizierte empirische Kriechfunktion bei Referenztemperatur (20 °C) berechnet [34] [18]. Bei Verwendung eines rheologischen Modells zur Berechnung der Kriechverformung, was in der vorliegenden Arbeit der Fall ist, kann die Kriechzunahme bei einer erhöhten konstanten Temperatur mit temperaturbedingten Materialeigenschaften erfasst werden. Es wird angenommen, dass nur die Viskosität η_i von der Diffusion des Wassers im Beton, daher von dem thermischen Aktivierungsprozess, abhängt. Die Viskosität bei einer erhöhten Temperatur T kann durch die Arrhenius-Funktion auf die Viskosität bei Referenztemperatur T_{ref} bezogen werden [75]:

$$\eta_i(T) = \eta_i(T_{ref})e^{-U/R(1/T_{ref}-1/T)} \quad (3.26)$$

Dabei sind $R = 8,314 \text{ J}/(\text{mol}\cdot\text{K})$ die allgemeine Gaskonstante, U die Aktivierungsenergie für die Viskosität des Wassers. $U = 16,4 \text{ kJ/mol}$ bei Temperatur zwischen 20 und 40 °C.

Die Viskosität η_i nimmt mit erhöhter Temperatur ab, was zu einer Zunahme der Kriechverformung ε_i in der Kelvin-Zelle i führt. Die Steifigkeit E_i ändert sich dabei nicht unter der Annahme, dass E_i nur vom Skelett, daher nur vom Hydratationsgrad, abhängt.

Übergangskriechen

Das Übergangskriechen tritt nur bei der erstmaligen Erwärmung auf eine bestimmte Temperatur auf und ist praktisch irreversibel. Eine Abkühlung bewirkt kein Übergangskriechen. Eine Wiedererwärmung auf eine bereits früher einmal erreichte Temperatur bewirkt

ein Übergangskriechen nur dann, wenn der Beton zwischenzeitlich intensiv durchfeuchtet wurde [80].

Nach Bažant et al [23] wird das Betonkriechen maßgeblich von den Innenspannungen im Beton beeinflusst. Dieses ist in einem, das Konzept der Mikrovorspannungen einführenden Modell enthalten. Die Mikrovorspannungen sind die Ungleichgewichte, welche die Zusammenwirkung der Innenspannungen modellieren. Die Temperatur- oder Feuchteänderungen im Beton vergrößern die Mikrovorspannungen. Höhere Mikrovorspannungen führen zu mobilerem Gefüge des Zementgels und daher größerer Kriechzunahme. Diese durch Mikrovorspannungen aktivierte Kriechzunahme ist das so genannte Übergangskriechen ϵ_{TTC} . Es besteht die Beziehung

$$\dot{\epsilon}_{TTC} = c_1 S \sigma \quad (3.27)$$

mit

σ	[MPa]	Spannung
c_1	[1/(MPa ² ·h)]	Materialparameter
S	[MPa]	Mikrovorspannungen

Die Beziehung in Gleichung (3.27) entspricht einem Dämpfer mit der Viskosität

$$\eta = \frac{1}{c_1 S} \quad (3.28)$$

Wenn der Feuchteeffekt nicht berücksichtigt wird, können die Mikrovorspannungen infolge der Temperaturänderungen durch die Lösung der folgenden Gleichung ermittelt werden [75].

$$\dot{S} + c_2 S = c_3 \left| \dot{T} \right| \quad (3.29)$$

Dabei sind c_2 und c_3 Materialparameter; \dot{T} bedeutet die Temperaturänderung mit der Zeit. c_2 , c_3 und der Anfangswert der Mikrovorspannungen können experimentell bestimmt werden.

3.4 Mechanische Kurzzeiteigenschaften des Betons

Bei den mechanischen Kurzzeiteigenschaften handelt es sich um die Kurzzeitfestigkeiten (Druckfestigkeit und Zugfestigkeit) und Elastizitätsmodule.

3.4.1 Kurzzeitfestigkeiten

Die Kurzzeitfestigkeit, auch statische Festigkeit genannt, bezeichnet die Beanspruchung, die vom Beton innerhalb weniger Minuten stetig bis zum Bruch aufgenommen wird [65]. Die Prüfung der Druckfestigkeit erfolgt mit stetiger Laststeigerung ($\dot{\sigma} = 0.5 \text{ N}/(\text{mm}^2 \cdot \text{s})$), während die Prüfung der zentrischen Zugfestigkeit mit konstanter Dehnungsgeschwindigkeit von z.B. 2%/h erfolgt.

3.4.2 Elastizitätsmodul (E-Modul)

Die Steifigkeit von Werkstoffen wird u.a. durch den E-Modul E charakterisiert. Für ideal-elastische Werkstoffe entspricht E der Steigung des Spannungs-Dehnungs-Diagramms. Für Beton, nach Rasch [125], nimmt die Steigung des Spannungs-Dehnungs-Diagramms schon bei Spannungen oberhalb 10% der Druckfestigkeit mit zunehmender Spannung und abnehmender Belastungsgeschwindigkeit ab. Daher kann für Beton kein einheitlicher E-Modul angegeben werden. Eine Idealisierung ist notwendig.

Eine Möglichkeit zur Ermittlung eines linearen Spannungs-Dehnungs-Zusammenhangs für Gebrauchsspannungen bis ca. ein Drittel der Festigkeit ist die E-Modulprüfung nach DIN 1048, Teil 1, Eine Betonprobe wird zehnmal bis zu einem Drittel ihrer Festigkeit belastet und anschließend entlastet. Die Spannungs-Dehnungs-Linie, die bei der elften Belastung auf ein Drittel der Betondruckfestigkeit erhalten wird, ist in guter Näherung linear und liefert einen Wert für den statischen E-Modul des Betons [144]. Nach der Neufassung der DIN 1048, Teil 1 wurde die Zahl der Lastwechsel vor der Messung des E-Moduls auf drei reduziert.

Eine weitere Möglichkeit ist die Messung des dynamischen E-Moduls [144]. Eine Betonprobe wird durch Schallwellen zu Schwingungen angeregt. Mit Schätzwerten für die Querdehnzahl des Verbundwerkstoffes und Beiwerten zur Berücksichtigung der Probegeometrie kann aus der Resonanzfrequenz ein Wert für den dynamischen E-Modul bestimmt werden. Der dynamische E-Modul wird bei sehr kleinen Verformungen bestimmt und entspricht daher etwa dem Tangentenmodul.

Üblicherweise wird der E-Modul für Belastungsgrade bei Druckbeanspruchung unterhalb 0,4 und Zugbeanspruchung unterhalb 0,9 näherungsweise unabhängig vom Belastungsgrad angenommen [36].

Der E-Modul für Zug- und Druckbeanspruchungen unterscheidet sich nur bei sehr geringen Festigkeiten ($f_D < 0.5$ MPa) [38].

3.4.3 Beeinflussung auf Festigkeit und E-Modul

Die Festigkeit (Druck- oder Zugfestigkeit) und der E-Modul des Betons hängen von der Betonzusammensetzung, den Erhärtingsbedingungen, dem Alter und Beanspruchungszustand (Art und Größe der Beanspruchungen) ab. Hier wird nur kurz über die Beeinflussung der Betonzusammensetzung und Erhärtingsbedingungen diskutiert. Die zeitliche Entwicklung von Festigkeit und E-Modul sowie die Beeinflussungen des Beanspruchungszustandes auf die Festigkeit und E-Modul werden in Abschnitt 3.4.6 und 3.6 erläutert.

Betonzusammensetzung

Zementart und der Wasserzementwert(W/Z-Wert): Für die Festigkeit sind die Zementart und der Wasserzementwert die Haupteinflussgrößen hinsichtlich der Betonzusammensetzung. Die Zementart beeinflusst nicht nur die Größe der Festigkeit sondern

auch ihren zeitlichen Verlauf. Schnell erhärtende Zemente erreichen eine höhere Anfangs- bzw. Frühfestigkeit, dagegen ist der Zuwachs bei der Endfestigkeit geringer. Normal- oder langsam erhärtende Zemente haben dagegen eine geringere Frühfestigkeit, legen aber bei der Endfestigkeit stärker zu. Bei gleicher Zementsorte wird die Festigkeit in jedem Alter mit zunehmendem W/Z-Wert bei ansonsten gleichen Bedingungen geringer. Die Erhärtungsgeschwindigkeit ist bei hohem W/Z-Wert geringer. Der W/Z-Wert hat einen größeren Einfluss auf die Druckfestigkeit als auf die Zugfestigkeit. Im Gegensatz zur Festigkeit hängt der Elastizitätsmodul des Betons nur vom W/Z-Wert ab. Der Einfluss der Zementart ist dabei unbedeutend [70].

Zuschlag: Auf die Festigkeit hat der Zuschlag im Allgemeinen beim Normalbeton keinen wesentlichen Einfluss, weil Festigkeiten und Elastizitätsmodul der Gesteinkörper über den Werten der Mörtelmatrix liegen. Kornform, Kornoberfläche und Kornzusammensetzung beeinflussen die die Frischbetonkonsistenz bestimmenden Wasseranspruch und damit den für eine bestimmte Festigkeit erforderlichen Zementgehalt. Eine ausgewogene Sieblinie sorgt für kompakte Struktur des Betons und erhöht damit die Festigkeit [65]. Kornform und Kornoberfläche beeinflussen die Zugfestigkeit stärker als die Druckfestigkeit. Die Biegezugfestigkeit von Beton mit Zuschlag aus gebrochener Gesteinkörnung mit rauer Oberfläche und unregelmäßiger kantiger und splittiger Kornform ist unter sonst gleichen Bedingungen im Allgemeinen um 10 bis 20% höher als die von Beton mit Zuschlag aus ungebrochener Gesteinkörnung gleicher Druckfestigkeit. Zuschläge aus Gemischen mit höherem Sandanteil und kleinerem Größtkorn liefern bei gleichem W/Z-Wert, gleicher Zementleimmenge und gleich guter Verdichtung etwas höhere Biegezugfestigkeiten [65]. Der E-Modul ist stark von der Zuschlagart abhängig. Bei gleichem Volumenanteil des Zuschlags wirkt sich der E-Modul des Grobkorns stärker aus als der E-Modul des Fein- und Mittelkorns. Mit wachsendem Zuschlaganteil und sinkendem Zementsteingehalt nimmt normalerweise der E-Modul zu.

Erhärtingsbedingungen

Für die Festigkeitsentwicklung sind Feuchte und Temperatur des Betons maßgebend. Sie werden durch Feuchte und Temperatur der Umgebung bestimmt.

Der bei einer Umgebung mit niedriger relativer Luftfeuchte erhärtete Beton erreicht bei gleichem Alter geringere Festigkeit als der im Wasser gelagerte Beton. Je niedriger die Umgebungsfeuchte, desto größer die Festigkeitsabnahme.

Erhöhte Temperaturen im Beton beschleunigen die Hydratphasenentwicklung und führen zu einer veränderten Gefügeausbildung. Die höheren Frühfestigkeiten können zu Einbußen bei der Endfestigkeit führen.

Belastungsgeschichte

Die Festigkeiten und die E-Moduli des Betons werden von der Vorbelastungsgeschichte beeinflusst. Die Druckfestigkeit und der E-Modul des druckvorbelasteten Betons nehmen bis zu einem bestimmten Belastungsgrad ($\bar{\sigma} \approx 0.65$) mit der Höhe der Vorbelastung zu.

Gegenüber dem unvorbelasteten Beton wurde für den mit Druckbeanspruchung bei einem Alter von 28 Tagen und 180 Tage lang vorbelasteten Beton eine Zunahme von bis 15% für die Druckfestigkeit und bis 7% für den E-Modul beobachtet. Bei zu hoher Vorbelastung ($\bar{\sigma} > 0.8 \sim 0.85$) wurden die Druckfestigkeit und der E-Modul des vorbelasteten Betons niedriger als die des nicht vorbelasteten Betons [111]. Die Zugfestigkeit des Betons wird durch den Einfluss einer Zugvorbelastung kleiner. Es wurde festgestellt, dass die Zugfestigkeit des zugvorbelasteten ($\bar{\sigma} = 0.5$ bis 0.7) Betons nach 3 bis 14 Stunden bis zu 10% und nach 28 Stunden bis zu 25% abgefallen war [25].

3.4.4 Zugspannung-Dehnungslinie bis zum Erreichen der Zugfestigkeit

Die unelastischen Rissverformungen bis zum Erreichen der Zugfestigkeit sind auf Mikrorissbildung zurückzuführen [96]. Die Angaben in der Literatur, ab welchem Spannungsverhältnis $\bar{\sigma} = \sigma/f_Z$ bei Zugbeanspruchung mit einer unelastischen Rissverformung zu rechnen ist, schwanken, von 0.3 bis 0.9. Generell ist es festzustellen, dass unelastische Rissverformungen ab einem Spannungsgrad $\bar{\sigma} = 0.4$ bis 0.6 auftreten. Ein Verhältnis von $\bar{\sigma} = 0.5$ als Beginn der unelastischen Rissverformung scheint im Mittel zutreffend [68].

Es werden verschiedene Modelle zur Beschreibung des ansteigenden Astes der Zugspannung-Dehnungslinie vorgeschlagen. Am einfachsten und meisten benutzt ist das Linear-Modell [42] [47] [54] [131], dabei wird die unelastische Verformung wegen der Mikrorissbildung bis zum Erreichen der Zugfestigkeit des Betons vernachlässigt. In MC 90 [36] ist ein Bilinear-Modell. Eine unelastische Rissdehnung tritt erst oberhalb von $\bar{\sigma} = 0.9$ auf. Danach steigt die Dehnung bis zum Erreichen der zentrischen Zugfestigkeit bis auf $\varepsilon_u = 0.15\%$.

Laube [96] und Gutsch [68] benutzen ein Linear-Parabel-Modell, um die Zugspannung-Dehnungslinie für jungen Beton abschnittsweise zu beschreiben. Dabei wird der ansteigende Ast der Zugspannung-Dehnungslinie in zwei Bereiche unterteilt (siehe Abb. 3.3). Im Bereich $0 \leq \sigma \leq 0.5f_Z$ wird lineare Elastizität unterstellt; für $\sigma > 0.5f_Z$ wird die Parabel angesetzt:

Bereich 1: $0 \leq \sigma \leq 0.5f_Z$

In diesem Bereich wird lineare Elastizität angenommen. Eine unelastische Verformung durch Mikrorissbildung tritt nicht auf. Der Zug-Elastizitätsmodul lässt sich anhand von Versuchen als Sekantenmodul zwischen $\sigma = 0.05f_Z$ und $0.5f_Z$ ermitteln. Es gilt

$$\sigma = E_Z \cdot \varepsilon \quad (3.30)$$

Bereich 2: $0.5f_Z < \sigma \leq f_Z$

Ab $\sigma = 0.5f_Z$ beginnt eine über den gesamten Körper gleichmäßig verteilte Mikrorissbildung. Sie führt zur unelastischen Rissdehnung ε_r und ist für die überproportionale Dehnungszunahme bis zum Erreichen der Zugfestigkeit verantwortlich. Die Gesamtdehnung

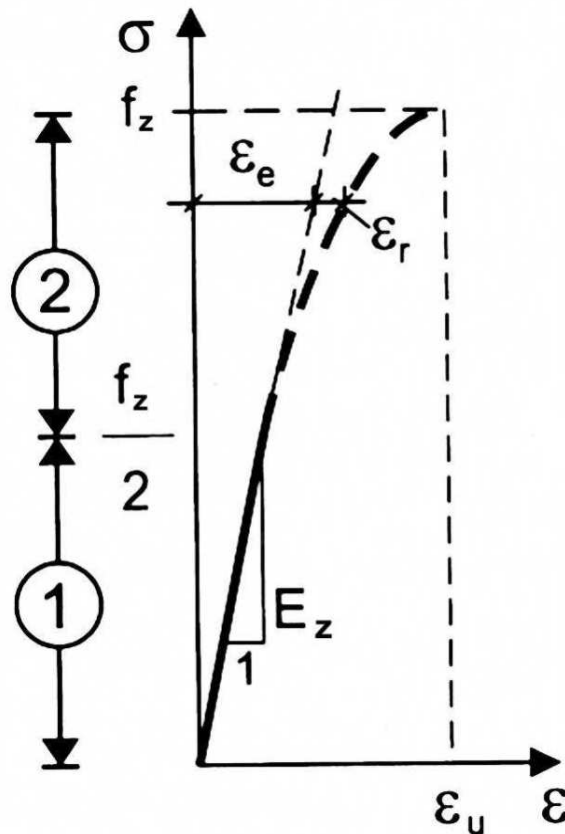


Abb. 3.3: Spannung-Dehnungsline(ansteigender Ast) für zentrischen Zug bei unbewehrtem Beton gemäß [68]

im ansteigenden Ast ist

$$\epsilon = \epsilon_e + \epsilon_r \quad (3.31)$$

Die Gesamtdehnung bei Erreichen der Zugfestigkeit ist die Bruchdehnung ϵ_u . Die Spannung-Dehnungsline in diesem Bereich kann wie folgt modelliert werden:

$$\sigma = \frac{f_Z}{2} \left[2 - \left(1 - \frac{\epsilon - \epsilon_{0.5}}{\epsilon_u - \epsilon_{0.5}} \right)^{n_\epsilon} \right] \quad (3.32)$$

mit $\epsilon_{0.5} = \frac{0.5 \cdot f_Z}{E_Z}$ und $n_\epsilon = \frac{\epsilon_u - \epsilon_{0.5}}{\epsilon_{0.5}}$

Aus (3.32) ergibt sich:

$$\begin{aligned} \epsilon &= \epsilon_u - \left[\frac{2(f_Z - \sigma)}{f_Z} \right]^{1/n_\epsilon} (\epsilon_u - \epsilon_{0.5}) \\ \epsilon_r &= \epsilon - \epsilon_e = \epsilon_u - \left[\frac{2(f_Z - \sigma)}{f_Z} \right]^{1/n_\epsilon} (\epsilon_u - \epsilon_{0.5}) - \frac{\sigma}{E_Z} \end{aligned} \quad (3.33)$$

3.4.5 Die Zugbruchdehnung

Die Zugbruchdehnung ist die Dehnung, die sich bei Erreichen der Zugfestigkeit einstellt. Sie hängt von W/Z-Wert, Betonalter, Erhärtingsbedingungen, Zuschlagart, Größtkorndurchmesser und Belastungsgeschwindigkeit ab. Die Zugbruchdehnung in den ersten Stunden ist sehr groß. Jedoch nimmt die Zugbruchdehnung wegen der schnellen Zunahme des Elastizitätsmoduls gegenüber der Festigkeit danach stark ab. Nach Durchlaufen eines Minimums im Beton – im Alter zwischen ca. 4 und 12 Stunden – nimmt die Zugbruchdehnung bis zu einem Wert von ca. 0.1‰ zu [147].

Die Zugbruchdehnung ist alters- und belastungsgeschwindigkeitsabhängig. Die Abhängigkeit der Zugbruchdehnung von der Belastungsgeschwindigkeit ist besonders ausgeprägt für jungen Beton (Betonalter < 7 Tage). Dies ist auf das wesentlich höhere Betonalter bei Versuchende und die großen Kriechverformungen des jungen Betons zurückzuführen [96].

Durch experimentelle Untersuchungen haben Laube und Gutsch festgestellt, dass zwischen der zentrischen Zugbruchdehnung ε_u und dem Hydratationsgrad ξ eine lineare Beziehung besteht:

$$\varepsilon_u = (a + b \cdot \xi) \cdot 10^{-4} \quad (3.34)$$

Dabei sind a und b Materialkonstante.

3.4.6 Zeitliche Entwicklung der mechanischen Kurzzeiteigenschaften des Betons

Abschätzung mittels des Hydratationsgrades

Die mechanischen Kurzzeiteigenschaften des Betons nehmen mit dem Alter zu. Sie werden durch den Erhärtingsverlauf bestimmt. Die Beschleunigung oder Verzögerung der Erhärtingung des Betons wird durch den Hydratationsgrad ξ ausgedrückt. Nach Rostásy [137] und Laube [96] können die mechanischen Kurzzeiteigenschaften des Betons in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad wie folgt dargestellt werden:

$$\begin{aligned} f_D(\xi) &= f_D(\xi = 1) \cdot \left[\frac{\xi - \xi_0}{1 - \xi_0} \right]^{3/2} \\ f_Z(\xi) &= f_Z(\xi = 1) \cdot \frac{\xi - \xi_0}{1 - \xi_0} \\ E(\xi) &= E(\xi = 1) \cdot \left[\frac{\xi - \xi_0}{1 - \xi_0} \right]^{1/2} \end{aligned} \quad (3.35)$$

Dabei sind $f_D(\xi = 1)$, $f_Z(\xi = 1)$ und $E(\xi = 1)$ die Druckfestigkeit, zentrische Zugfestigkeit und E-Modul des Betons nach vollständiger Hydratation ($\xi = 1$). Bei ξ_0 handelt es sich um eine Regressionskonstante. Der Wert ξ_0 ist derjenige Hydratationsgrad, ab dem anhand des Modells Festkörpereigenschaften unterstellt werden.

Abschätzung mittels des Alterungsgrades

Versuchsergebnisse haben gezeigt, dass mechanische Kurzzeiteigenschaften des Betons nicht nur vom Hydratationsgrad sondern auch von der Kinetik der Hydratationsreaktion abhängen.

Höhere Erhärtungstemperaturen beschleunigen nicht nur die Entwicklung der Festigkeit des Betons sondern beeinflussen auch ihre Endwerte. Gleiche Temperatur bewirkt unterschiedliche Beeinflussung auf die Festigkeitsentwicklung des Betons bei unterschiedlichem Alter. Deswegen haben Cervera et al [41] das Konzept "Alterungsgrad k " vorgestellt. k ist definiert als eine normierte Festigkeit des Betons:

$$f_D(k) = k \cdot f_D(k = 1) \quad (3.36)$$

Dabei ist f_D die Druckfestigkeit und $f_D(k = 1)$ der Endwert.

Die Entwicklung von k hängt von der Entwicklung des Hydratationsgrades ξ und der Kinetik der Hydratationsreaktion ab:

$$\dot{k} = (A_f \xi + B_f) \left(\frac{T_T - T}{T_T - T_{ref}} \right)^{n^T} \dot{\xi} \quad (3.37)$$

Dabei sind A_f und B_f die Materialkonstante, T_{ref} die Referenztemperatur für die Ermittlung von f_D , T_T die höchste Erhärtungstemperatur des Betons; n^T ein Materialparameter zur Kontrolle der Sensibilität der Druckfestigkeitsentwicklung auf die Erhärtungstemperatur. A_f , B_f und n^T können experimentell durch adiabatische Prüfung und Druckfestigkeitsprüfung ermittelt werden. $\dot{\xi} = \frac{d\xi}{dt}$.

In der Praxis werden die Zugfestigkeit und der E-Modul häufig in Bezug auf die Druckfestigkeit, daher auf den Alterungsgrad, wie folgt ermittelt:

$$f_Z(k) = k^{2/3} f_Z(k = 1); \quad E(k) = k^{1/2} E(k = 1) \quad (3.38)$$

Hierbei sind f_Z und E Zugfestigkeit und E-Modul des Betons; $f_Z(k = 1)$ und $E(k = 1)$ dessen Endwerte.

Abschätzung mittels des äquivalenten Alters

Es ist in der Praxis üblich, das Verhältnis der zeitabhängigen Druckfestigkeit des Betons zur Druckfestigkeit nach 28 Tagen durch eine Exponentialfunktion des äquivalenten Alters darzustellen.

$$f_D(t_e) = f_{D,28} \cdot \beta_D(t_e) \\ \beta_D(t_e) = \exp \left(s \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{t_e} \right)^{0.5} \right) \right) \quad (3.39)$$

mit:

$f_{D,28}$	[MPa]	mittlere Druckfestigkeit nach 28 Tagen
$\beta_D(t_e)$	[-]	Beiwert zur Berücksichtigung des zeitlichen Verlaufs
s	[-]	Materialkonstante
t_e	[Tag]	äquivalentes Alter

Nach MC 90 [36] ist $s = 0.2$ bis 0.38 von der Zementart abhängig. s nimmt größere Werte bei langsam erhärtendem Zement an.

Die Zugfestigkeit wird in Bezug auf die Druckfestigkeit wie folgt ermittelt:

$$f_Z = c_z \cdot f_D^{2/3} \quad (3.40)$$

Für den Koeffizient c_z wird in [138] ein Wertebereich gemäß Tabelle 3.1 angegeben:

Tabelle 3.1: Koeffizient c_z nach [138]

Untere Schranke(5%-Quantile)	Mittelwert	Obere Schranke(95%-Quantile)
0.19	0.27	0.35

Die zeitliche Entwicklung des E-Modulls kann in gleicher Weise wie bei der Druckfestigkeit durch eine Exponentialfunktion des äquivalenten Alters formuliert werden:

$$E(t_e) = E_{28} \cdot \exp \left(s \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{t_e} \right)^{0.5} \right) \right) \quad (3.41)$$

mit:

E_{28}	[MPa]	mittlerer E-Modul nach 28 Tagen
s	[-]	Materialkonstante
t_e	[Tag]	äquivalentes Alter

Da der E-Modul schneller als die Druckfestigkeit fortschreitet, nimmt s bei der Formulierung für den E-Modul (3.41) kleinere Werte als bei der Formulierung für die Druckfestigkeit (3.39) an.

In MC 90 [36] wird der zeitliche Verlauf des E-Moduls in Bezug auf denjenigen der Druckfestigkeit formuliert:

$$E(t_e) = E_{28} \cdot [\beta_D(t_e)]^{1/2} \quad (3.42)$$

Dabei ist $\beta_D(t_e)$ der in (3.39) angegebene zeitliche Verlauf der Druckfestigkeit.

Da sich der E-Modul mit dem Hydratationsfortschritt entwickelt, ist es auch logisch, den zeitlichen Verlauf des E-Moduls ähnlich wie bei der Hydratationswärmeentwicklung (2.5) zu formulieren:

$$E(t_e) = E_\infty \cdot e^{-b/t_e^n} \quad (3.43)$$

Dabei ist E_∞ der Endwert des E-Moduls. b und n sind Regressionskonstante.

Die Formeln (3.39) bis (3.42) werden in der vorliegenden Arbeit verwendet. Sie können die Messdaten des Elastizitätsmodulls und der Festigkeit des Betons gut beschreiben (siehe Abschnitt 5.2.2).

3.5 Verformung des Betons bei variabler Beanspruchung

Die Verwendung der bisherigen erläuterten, meist durch konstante einaxiale Beanspruchungen gewonnenen Materialgesetze zur Berechnung der Spannungen oder Dehnungen im Betonbauwerk setzt die Gültigkeit des Superpositionsprinzips voraus, da sich das Betonbauwerk insbesondere im frühen Alter wegen der instationären Temperaturgefälle und alternden Materialeigenschaften immer in einem zeitlich und örtlich veränderlichen Spannungszustand befindet.

Bei Anwendung des Superpositionsprinzips ergibt sich die Dehnungsantwort bei vorgegebener Spannungsgeschichte unter Berücksichtigung des viskoelastischen Verhaltens des Betons durch die sprungförmige Zerlegung der Spannungsgeschichte in kleine Spannungskremente $d\sigma(\tau)$ zur Zeit τ (siehe Abb. 3.4 (links)) und Summation der entsprechenden Dehnungen $J(t, \tau)d\sigma(\tau)$:

$$\varepsilon(t) = \int_{t_0}^t J(t, \tau) d\sigma(\tau) \quad (3.44)$$

Dabei ist angenommen, dass $\sigma = 0$ bei $t < t_0$ ist. Die Spannungsgeschichte kann

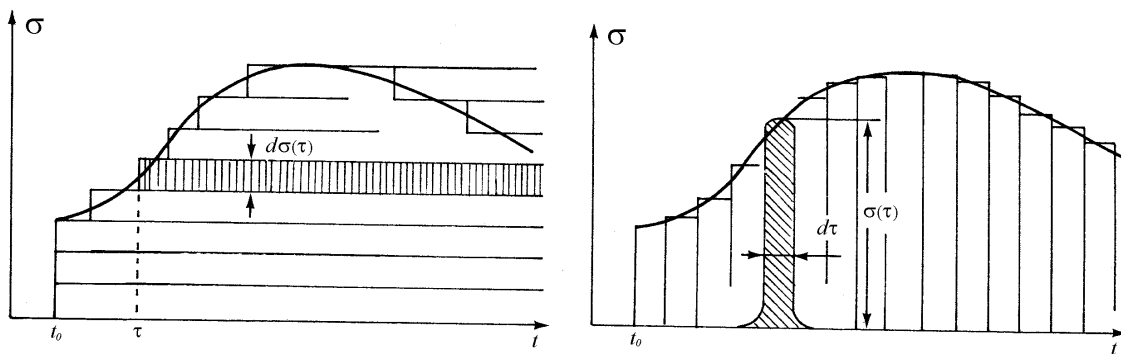


Abb. 3.4: Zerlegung der Spannungsgeschichte in Spannungssprünge (links) und Spannungsimpulse (rechts)

auch impulsförmig, Abb. 3.4 (rechts), zerlegt werden. Unter der Voraussetzung, dass die Compliancefunktion differenzierbar ist, ergibt sich die Dehnungsantwort bei gegebener Spannungsgeschichte aus

$$\varepsilon(t) = \int_{t_0}^t \sigma(\tau) \frac{\partial J(t, \tau)}{\partial \tau} d\tau \quad (3.45)$$

Bei der Berechnung der Spannungen oder Dehnungen des Betons unter variablen Beanspruchungen anhand des Superpositionsprinzips müssen folgende Einschränkungen eingehalten werden [102]:

- Die Spannungen sollten im Bereich der Gebrauchsspannungen liegen. Bei Druckbeanspruchungen wird davon ausgegangen, dass eine Linearität zwischen viskoelastischer Verformung und Spannung bis zu einem Belastungsgrad $\bar{\sigma} \approx 0.3$ bis 0.5 besteht. Bei Zugbeanspruchungen wird meist Linearität zwischen viskoelastischer Verformung und Spannung bis zu einem Belastungsgrad $\bar{\sigma} \approx 0.5$ bis 0.9 unterstellt [96] [68] [93]. Nach [96] und [68] gilt die lineare Beziehung zwischen Zugkriechdehnung und Zugkriechspannung bis zu einem Belastungsgrad $\bar{\sigma} = 0.9$, wenn die Kriechdehnung bei $\bar{\sigma} > 0.5$ auf die elastische Dehnung $\varepsilon_e(\tau)$ und nicht auf die spontane Gesamtdehnung $\varepsilon(\tau)$ bezogen wird. Die elastische Dehnung muss unter Berücksichtigung der Rissdehnung $\varepsilon_r(\tau)$ von der Gesamtdehnung $\varepsilon(\tau)$ separiert werden.
- Die Verformungen sollten nicht abnehmen, die Spannungen hingegen dürfen sich verringern. Diese Bedingung schließt explizit Rückkriechvorgänge aus, für die das Superpositionsprinzip eine deutlich zu große Rückkriechverformung voraussagt [106]. Eine Verbesserung kann aber durch korrekte Modellierung der Alterung des verzögerten elastischen Anteils erreicht werden [35].
- Der untersuchte Beton sollte während des Kriechens keiner nennenswerten Austrocknung unterworfen sein [106] [35]. Nach [69] liefert das Superpositionsprinzip für das Grundfließen sowohl bei Belastung als auch bei Entlastung wirklichkeitsnahe Ergebnisse, während das Trocknungsfließen weniger gut damit zu erfassen ist. Bei austrocknendem Beton überlagern sich zusätzlich zur kriecherzeugenden Spannung infolge des Feuchtgradienten Eigenspannungen, welche je nach deren Intensität und Verteilung bei einem gegebenen Spannungsinkrement einen unterschiedlichen Verformungsbeitrag liefern könnten.

Zur Lösung der praxisorientierten komplexen Probleme können bei Zugrundelegung des Superpositionsprinzips die oben genannten Bedingungen nicht streng eingehalten werden, so dass entsprechende Abweichungen in Kauf zu nehmen sind. Für dicke Massenbetonbauwerke, wie Talsperren, welche nur langsam austrocknen, kann damit gerechnet werden, dass das Grundfließen einen hohen Anteil an der Gesamtkriechverformung einnimmt und infolgedessen die Anwendung des Superpositionsprinzips eine gute Annäherung an die tatsächlichen Verhältnisse darstellt [102].

3.6 Mechanische Kurzzeiteigenschaften und Kriechen des Betons bei mehraxialer Beanspruchung

3.6.1 Einfluss der mehraxialen Beanspruchung auf die mechanischen Kurzzeiteigenschaften

Im Bauwerk ist der Beton meistens einer mehraxialen Beanspruchung ausgesetzt. Die vorliegenden vereinzelt Versuche mit mehraxialem Spannungszustand haben gezeigt,

dass die Druckfestigkeit des Betons durch Querdruck erhöht und durch Querzug dagegen vermindert wird. Die Zugfestigkeit für Normalbeton wird durch Querzug sehr wenig beeinflusst und nimmt mit der Erhöhung der Querdruckbeanspruchung stark ab, wenn die Querdruckbeanspruchung $\sigma > 0.5f_D$ ist [94]. Die Elastizitätsmodule und Querkontraktionszahl sind spannungs- und richtungsabhängig. Die spannungsbedingte Anisotropie macht sich aber erst bei einem höheren Belastungsgrad für Druck-Druck- und Zug-Druck-Beanspruchung bemerkbar. In der hier interessierenden Zug-Zug- und Zug-Druck-Beanspruchung kann der Beton in guter Näherung als ein isotropes Material betrachtet werden, solange der Druckbeanspruchungsgrad weniger als 0.5 beträgt [102].

3.6.2 Kriechen des Betons bei mehraxialer Beanspruchung

Die meisten Kriechversuche sind unter einaxialen Druckbeanspruchungen durchgeführt worden. Bisher wurde nur über eine geringe Anzahl von Kriechversuchen bei mehraxialem Spannungszustand berichtet. Die Ergebnisse sind teilweise widersprüchlich [135] [72] [63] [83] [79]. Deswegen erfolgt in der Praxis die numerische Berechnung von Kriechverformungen im mehraxialen Spannungszustand mit folgenden Annahmen [71]:

- isotropes Materialgesetz;
- konstante, vom Erhärtungs-, Temperaturzustand unabhängige Querdehnzahl für Kriechdehnung;
- Gültigkeit des Superpositionsprinzips;
- gleiches Kriechverhalten für die Anteile der Volumen- und Deviatorspannungen.

Unter diesen Voraussetzungen lassen sich die bei einaxialen Druckkriechversuchen gewonnenen Kriechgesetze auf mehraxiale Spannungszustände erweitern.

3.6.3 Querdehnzahl

Die Querdehnzahl des Betons ist von der Zusammensetzung, vom Erhärtungszustand, der Wasserfüllung der Poren und von den Prüfbedingungen abhängig. Sie liegt bis $\bar{\sigma} = 0.8$ bei Druckbeanspruchungen zwischen 0.15 und 0.25. Die Querkontraktionszahl bei Zugbeanspruchung ist um c.a. 10% kleiner als die Querdehnung bei einer gleichen großen Druckbeanspruchung [94]. Nach Illson und Jordan [79] [83] sind sowohl die elastische Querdehnzahl/Querkontraktionszahl als auch Kriechquerdehnzahl/Kriechquerkontraktionszahl praktisch vom Alter unabhängig. Wie in der Baupraxis üblich ist, wird in der vorliegenden Arbeit von einer konstanten elastischen Querdehnzahl/Querkontraktionszahl ν_1 ausgegangen. Die Kriechquerdehnzahl/Kriechquerkontraktionszahl ν_2 bleibt während des Kriechvorgangs konstant beim Wert von ν_1 , nämlich, $\nu_1 = \nu_2 = \text{konstant} = \nu$ [23].

4

Numerische Implementierung

In diesem Kapitel werden die auf den Finite-Elemente-Methoden basierenden inkrementellen Verfahren zur Temperatur- und Spannungsberechnung in der Betonmauer entwickelt und die Methoden zur Reduzierung des Rechenaufwands sowie der gesamte Datenfluss bei der Temperatur- und Spannungsberechnung diskutiert.

4.1 Berechnung der Temperaturfelder

4.1.1 Finite-Elemente-Approximation

Nur in sehr speziellen Fällen lassen sich die Gleichungen (2.1)-(2.2) oder (2.3) analytisch lösen. Für praktische Aufgabestellungen, welche komplizierte Geometrie und/oder Randbedingungen beinhalten, werden numerische Methoden normalerweise bevorzugt. Davon ist die Finite-Elemente-Methode meistens die erste Wahl. Verschiedene Vorgehensweisen können angenommen werden, um eine Näherungslösung der Gleichung (2.3) durch Anwendung der Finite-Elemente-Methode zu erhalten. Im Folgenden wird nur die Standard-Galerkin-Methode vorgestellt, welche in der vorliegenden Arbeit benutzt wird.

In der Standard-Galerkin-Methode [149] wird die Diskretisierung im Raum zuerst durchgeführt. Die zugrundeliegende Geometrie Ω wird in eine Menge von sich nichtüberlappenden Teilgebieten oder finiten Elementen Ω_e zerlegt. Die Form der finiten Elemente ist generell auf einfache Polygone beschränkt, wie z.B. Dreiecke und Vierecke bei zwei-dimensionalen Problemen oder Pyramiden und dreieckige oder viereckige Prismen bei dreidimensionalen Problemen, und so weiter. Die Temperaturfunktion $T(x, t)$ in (2.3) ist anzunähern durch $T_h(x, t)$, welche, zu jedem festgesetzten Zeitpunkt t , eine lineare Kombination von stückweise über jedem einzelnen Element definierten Funktionen ist. Die Funktion $T_h(x, t)$ stellt eine Lösung eines endlichen gewöhnlichen Differentialgleichungssystems dar und wird als eine semidiskrete Lösung bezeichnet. Nach Diskretisierung auch in der Zeit ist ein vollaufdiskretes System zu lösen. Daraus ergibt sich die diskrete Lösung der Gleichung (2.3).

Es sei \mathcal{T}_h eine Finite-Elemente-Partition des Gebiets Ω . Die Union der Finiten-Elemente gestaltet ein vieleckiges Gebiet $\Omega_h \in \Omega$, $\Omega_h = \cup_{e=0}^m \Omega_e$. Hierbei ist m die Anzahl von Elementen. Man bezeichnet mit $\mathcal{N}_h = \{x^i\}_1^{n_h}$ die Knoten von \mathcal{T}_h , welche nicht auf dem

Dirichletschen Rand Γ_D liegen, und $\mathcal{B}_h = \{\varphi^i\}_1^{n_h}$ eine Funktionsmenge, welche über die folgenden Eigenschaften verfügen

$$\varphi^i(x^j) = \delta_{ij} = \begin{cases} 1 & \text{für } i = j, 1 \leq i, j \leq n_h \\ 0 & \text{für } i \neq j, 1 \leq i, j \leq n_h \end{cases}$$

Es seien \mathcal{S}_h und \mathcal{W}_h die entsprechenden Untermengen der Menge der Lösungen \mathcal{S} und der Menge der Gewichtungsfunktionen \mathcal{W} im Finiten-Elementen-Raum. \mathcal{B}_h bildet eine Basis für \mathcal{S}_h und \mathcal{W}_h , i.e.

$$\mathcal{S}_h = \{T_h(x, t) \mid T_h = \varphi_0(x, t) + \sum_{i=1}^{n_h} T_i(t)\varphi_i(x); T_h = T_g(x, t) \quad \text{für } x \in \Gamma_D, t > 0;$$

$$T_h = T_0(x) \quad \text{für } x \in \Omega, t = 0\}$$

$$\mathcal{W}_h = \{w \mid w = \sum_{i=1}^{n_h} b_i\varphi_i(x); w(x) = 0 \quad \text{für } x \in \Gamma_D\}$$

Hierbei sind T_i , $i = 1, 2, \dots, n_k$ die zu bestimmenden Koeffizienten, die zu einem gegebenen Zeitpunkt $t > 0$ Konstante sind. b_i , $i = 1, 2, \dots, n_k$ sind ebenfalls Konstante. $\varphi_0(x, t)$ ist eine Funktion, die die notwendigen Randbedingungen auf Γ_D , i.e.

$$\varphi_0(x, t) = T_g(x, t) \quad \text{für } x \in \Gamma_D, t > 0$$

erfüllt.

Die semidiskrete Lösung wird wie folgt bei Anwendung der Gleichung (2.3) bestimmt: Man sucht $T_h \in \mathcal{S}_h$, damit

$$(c\rho\dot{T}_h, w) + B(T_h, w) = f(w) \quad (4.1)$$

zu jeder Zeit $t > 0$ und für jede $w \in \mathcal{W}_h$ gilt. Da jede $w \in \mathcal{W}_h$ durch eine lineare Kombination von Knotenbasisfunktionen φ_i , $i = 1, 2, \dots, n_h$ gegeben werden kann, sind (4.1) und folgende Gleichungen äquivalent

$$(c\rho\dot{T}_h, \varphi_j) + B(T_h, \varphi_j) = f(\varphi_j) \quad \text{für } j = 1, 2, \dots, n_h \quad (4.2)$$

Führen wir die angenommene Form für $T_h(x, t)$ in (4.2) ein, gelten die folgenden Gleichungen

$$\sum_{i=1}^{n_h} \dot{T}_i(t)(c\rho\varphi_i, \varphi_j) + \sum_{i=1}^{n_h} T_i(t)B(\varphi_i, \varphi_j) = \bar{f}(\varphi_j) \quad \text{für } j = 1, 2, \dots, n_h \quad (4.3)$$

In Matrixschreibweise lassen sie sich wie folgt darstellen

$$M\dot{\mathbb{T}}(t) + A\mathbb{T}(t) = \tilde{f} \quad \text{für } t \geq 0 \quad (4.4)$$

Hierbei sind: $M = (m_{ij})$ die Massenmatrix mit $m_{ij} = (c\rho\varphi_i, \varphi_j)$, $A = (a_{ij})$ die Steifigkeitsmatrix mit $a_{ij} = B(\varphi_i, \varphi_j) = \sum_{l=1}^d \int_{\Omega} \kappa_l \frac{\partial \varphi_i}{\partial x_l} \frac{\partial \varphi_j}{\partial x_l} d\Omega + \int_{\Gamma_C} \alpha_\alpha \varphi_i \varphi_j d\Gamma$, $\mathbb{T}(t)$ der Vektor

von unbekanntem $T_i(t)$, $\tilde{f} = (f_j)$ der Vektor mit Einträgen $f_j = - \int_{\Omega} \sum_{l=1}^d \kappa_l \frac{\partial \varphi_0}{\partial x_l} \frac{\partial \varphi_j}{\partial x_l} d\Omega + \int_{\Omega} (q - c\rho \frac{\partial \varphi_0}{\partial t}) \varphi_j d\Omega - \int_{\Gamma_N} \bar{q} \varphi_j d\Gamma + \int_{\Gamma_C} \alpha_{\alpha} (T_{\infty} - \varphi_0) \varphi_j d\Gamma$.

Die Integration der Gleichungen (4.4) benötigt die Kenntnisse der Anfangsbedingungen für den Vektor $\mathbb{T}(t)$, welcher abgeleitet werden kann von der Anfangsbedingung $T_h(x, 0) = T_0(x)$ [143]. Gemäß der angenommenen Form für $T_h(x, t)$ sollte gelten:

$$\varphi_0(x, 0) + \sum_{i=1}^{n_h} T_i(0) \varphi_i(x) = T_0(x) \quad (4.5)$$

Generell kann diese Bedingung nicht für alle $x \in \Omega$ erfüllt werden. Eine Approximation von $\mathbb{T}(0)$ kann man aber bei Anwendung der Galerkin-Methode bekommen. Die Multiplikation der Gleichung (4.5) mit einer Gewichtungsfunktion w und Integration über das Gebiet Ω führen zu folgendem Gleichungssystem

$$\sum_{i=1}^{n_h} T_i(0) (\varphi_i, \varphi_j) + (\varphi_0(x, 0) - T_0(x), \varphi_j) = 0 \quad (\text{für } j = 1, 2, \dots, n_h) \quad (4.6)$$

Eine Diskretisierung in der Zeit von (4.4) führt zur vollen diskreten Approximation von (2.3). Mit der Annahme, dass sich $\mathbb{T}(t)$ im n -ten Zeitintervall $\Delta t_n = (t_n - t_{n-1})$ linear verändert [166], folgt:

$$\mathbb{T} = \mathbb{T}_{n-1} + \frac{\tau}{\Delta t} (\mathbb{T}_n - \mathbb{T}_{n-1}) \quad (4.7)$$

Hierbei sind: $\tau = t - t_{n-1}$, \mathbb{T}_{n-1} die bekannten Koeffizienten (Knotentemperatur) zum Zeitpunkt t_{n-1} , \mathbb{T}_n die gesuchten Koeffizienten zum Zeitpunkt t_n . In Finite-Elemente-Schreibweise lässt sich (4.7) folglich darstellen als

$$\mathbb{T} = \sum N_i \mathbb{T}_i = (1 - \frac{\tau}{\Delta t}) \mathbb{T}_{n-1} + (\frac{\tau}{\Delta t}) \mathbb{T}_n \quad (4.8)$$

Mittels eines Galerkin-Verfahrens erhält man eine gewichtete Residuum-Approximation zu (4.4):

$$\int_0^{\Delta t} w(M\dot{\mathbb{T}}(t) + A\mathbb{T}(t) - \tilde{f}) d\tau = 0 \quad (4.9)$$

Hierbei ist w eine Gewichtungsfunktion definiert in (t_{n-1}, t_n) . Sei θ ein Gewichtungsparameter definiert durch

$$\theta = \frac{1}{\Delta t} \frac{\int_0^{\Delta t} w \tau d\tau}{\int_0^{\Delta t} w d\tau} \quad (4.10)$$

Man erhält

$$\frac{M(\mathbb{T}_n - \mathbb{T}_{n-1})}{\Delta t} + A(\mathbb{T}_{n-1} + \theta(\mathbb{T}_n - \mathbb{T}_{n-1})) = \bar{f} \quad (4.11)$$

Hierbei ist \bar{f} ein Durchschnittswert von \tilde{f} gegeben durch

$$\bar{f} = \frac{\int_0^{\Delta t} w \tilde{f} d\tau}{\int_0^{\Delta t} w d\tau} \quad (4.12)$$

oder

$$\bar{f} = \bar{f}_{n-1} + \theta(\bar{f}_n - \bar{f}_{n-1}) \quad (4.13)$$

wenn eine lineare Variation von \tilde{f} in (t_{n-1}, t_n) angenommen ist.

Die volle diskrete Approximation von (2.3) wird dann folgendermaßen bestimmt:

$$\mathbb{T}_n = \mathbb{T}_{n-1} - (M + \Delta t \theta A)^{-1} [\Delta t A \mathbb{T}_{n-1} - \Delta t \bar{f}] \quad (4.14)$$

$\theta = 1/2$ ergibt dann das Crank-Nicolson Verfahren, $\theta = 1$ führt auf die Rückwärts-Euler-Methode.

4.1.2 Adaptive Ermittlung der Zeitschrittweite

Um die Rechenkosten zu reduzieren, ist es wünschenswert, die Zeitschrittweite dem zeitlichen Gradient der Lösung anzupassen. Dies kann erreicht werden, indem man die Zeitschrittweite verkleinert oder vergrößert je nach der Anzahl der für die Konvergenz benötigten Iterationsschritte bei dem vorherigen Schritt. Viel besser kann das aber durch Abschätzung der zeitlichen Diskretisierungsfehler a posteriori verwirklicht werden [64] [27]. In der vorliegenden Arbeit wird eine von [27] vorgeschlagene Methode implementiert.

Die adaptive Rothe-Methode wird bei der Ermittlung der Zeitschrittweite verwendet. Dabei wird zuerst die Diskretisierung hinsichtlich der Zeit mit einer Zeitschrittweite Δt durchgeführt. Das sich daraus ergebende elliptische Unterproblem kann adaptiv gelöst werden.

Sei Δt_n die n -te Zeitschrittweite, d.h. $t_n = t_{n-1} + \Delta t_n$. Die nächste Zeitschrittweite Δt_{n+1} kann dann bestimmt werden [27] gemäß:

$$\begin{aligned} \Delta t_{n+1} &= \Delta t_n \sqrt{\frac{F_t}{\chi_{t_n}}} \\ F_t &= \rho_t F \\ F &= \sqrt{\zeta \cdot 2\Xi} \end{aligned} \quad (4.15)$$

Dabei sind F_t der erlaubte zeitliche Diskretisierungsfehler, χ_{t_n} der geschätzte zeitliche Diskretisierungsfehler, ρ_t der Anteil von F_t am gesamten Diskretisierungsfehler F , ζ ein vorgegebener Toleranzparameter, Ξ die Energie des Untersuchungsgebietes. Wenn keine Dirichletschen Randbedingungen für das Untersuchungsgebiet vorhanden sind, was hier für die RCC-Talsperre im Bau der Fall ist, kann Ξ wie folgt berechnet werden:

$$\Xi = \frac{1}{2} \mathbb{T}_n^T b \quad (4.16)$$

mit $b = (M + \Delta t_n(\theta - 1)A)\mathbb{T}_{n-1} + \Delta t_n \bar{f}$. Gleich wie in vorigem Abschnitt bedeuten: \mathbb{T}_{n-1} bzw. \mathbb{T}_n die Knotentemperatur zum Zeitpunkt t_{n-1} bzw. t_n , M die Massenmatrix, A die Steifigkeitsmatrix, θ der Gewichtungparameter, und Δt_n die n -te Zeitschrittweite. \bar{f} wird

mit (4.12) abgeschätzt.

Zur Schätzung des zeitlichen Diskretisierungsfehlers χ_{t_n} werden Lösungen mit der Genauigkeit erster und zweiter Ordnung hinsichtlich der zeitlichen Diskretisierung anhand eines multiplikativen Fehlerkorrektur-Verfahrens berechnet:

$$\mathbb{T}_n^{(2)} = \mathbb{T}_n^{(1)} + \eta_n \quad (4.17)$$

Dabei sind: $\mathbb{T}_n^{(1)}$, $\mathbb{T}_n^{(2)}$ Approximationen von \mathbb{T} beim n -ten Schritt mit der Genauigkeit der ersten und zweiten Ordnung, η_n eine Fehlerkorrektur.

Setzt man $\theta = 1$ in (4.14) ein, erhält man die Rückwärts-Euler-Näherung, i.e., $\mathbb{T}_n^{(1)}$

$$\mathbb{T}_n^{(1)} = (M + \Delta t A)^{-1} [M \mathbb{T}_{n-1}^{(1)} + \Delta t_n \bar{f}_n] \quad (4.18)$$

Die Fehlerkorrektur η_n ist gegeben durch

$$\eta_n = \frac{\Delta t_n}{2} (M + \Delta t A)^{-1} [A(\mathbb{T}_n^{(1)} - \mathbb{T}_{n-1}^{(1)}) - (\bar{f}_n - \bar{f}_{n-1})] \quad (4.19)$$

Die Fehlerkorrektur η_n liefert eine Schätzung für den zeitlichen Diskretisierungsfehler χ_{t_n} :

$$\chi_{t_n} = \sqrt{\eta_n^T M' \eta_n} \quad (4.20)$$

Dabei ist M' die konzentrierte Massenmatrix von M . $M' = (m'_{ii})$, $m'_{ii} = \sum_j m_{ij}$. Für jeden Zeitschritt muss der gesamte Fehler unter einer vorgegebenen Toleranzgrenze gehalten werden. Wenn nicht, wird die vorgeschlagene Zeitschrittweite reduziert und erneut berechnet.

4.1.3 Abschätzung des räumlichen Diskretisierungsfehlers

Der räumliche Diskretisierungsfehler wird anhand der hierarchischen Defektkorrektur berechnet und durch adaptive kanten-orientierte Netz-Verfeinerung reduziert [45]. Dabei wird der Fehler zwischen der numerischen und exakten Lösung auf einer Kante mit der Differenz zwischen der hierarchischen linearen und quadratischen Finite-Elemente-Lösung abgeschätzt.

Durch Erweiterung der stückweise hierarchischen linearen Finite-Elemente-Ansatzfunktionen mit stückweise quadratischen Ansatzfunktionen erhält man das den quadratischen Finite-Elemente-Räumen entsprechende hierarchische Gleichungssystem in Blockform

$$\begin{pmatrix} A_{LL} & A_{LQ} \\ A_{QL} & A_{QQ} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \mathbb{T}_L^* \\ \mathbb{T}_Q^* \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} b_L \\ b_Q \end{pmatrix} \quad (4.21)$$

oder in Kurzform

$$A \mathbb{T}^* = b \quad (4.22)$$

Das den linearen Finite-Elemente-Räumen entsprechende hierarchische Gleichungssystem ist

$$A_{LL}\mathbb{T}_L = b_L \quad (4.23)$$

In (4.21) sind \mathbb{T}_L^* die den linearen Ansatzfunktionen entsprechenden Koeffizienten und \mathbb{T}_Q^* die den quadratischen Ansatzfunktionen entsprechenden Koeffizienten. Der Matrixblock A_{LL} und der lineare Anteil der rechten Seite b_L in (4.21) sind identisch mit A_{LL} und b_L in (4.23). Der Matrixblock A_{QQ} und der quadratische Anteil der rechten Seite b_Q in (4.21) werden nur von den quadratischen Ansatzfunktionen bestimmt.

Für \mathbb{T}_L^* verwendet man näherungsweise die Lösung in den linearen Finite-Elemente-Räumen \mathbb{T}_L . Bei Vernachlässigung des Einflusses von \mathbb{T}_Q^* auf \mathbb{T}_L^* kann der quadratische Teil der Gleichung (4.21) in der Form einer Defektgleichung umgeschrieben werden:

$$A_{QQ}\mathbb{T}_Q^* = b_Q - A_{QL}\mathbb{T}_L = r_Q \quad (4.24)$$

Daraus ergibt sich:

$$\mathbb{T}_Q^* = A_{QQ}^{-1}r_Q \quad (4.25)$$

\mathbb{T}_Q^* repräsentiert die Differenz zwischen der Lösung in den quadratischen Finite-Elemente-Räumen und derjenigen in den linearen Finite-Elemente-Räumen und liefert eine Schätzung der Lokalfehler.

Die exakte Lösung von (4.25) ist aufwendig. Eine grobe Approximation von \mathbb{T}_Q^* erhält man durch folgende Jacobi-Iteration

$$\mathbb{T}_Q^* = D_{QQ}^{-1}r_Q \quad (4.26)$$

Dabei ist D_{QQ} die Diagonale von A_{QQ} . Eine Abschätzung für den globalen Fehler in der Form der Energienorm $\|\epsilon\|_E$ ergibt sich zu

$$\|\epsilon\|_E = (\mathbb{T}_Q^* D_{QQ} \mathbb{T}_Q^*)^{1/2} = (\mathbb{T}_Q^* r_Q)^{1/2} \quad (4.27)$$

Die Lokalkomponenten $\epsilon_i^2 = \mathbb{T}_{Q_i}^* D_{QQ_i} \mathbb{T}_{Q_i}^*$, $i = 1, 2, \dots, m$, in der m die Anzahl der nicht auf Dirichletschem Rand liegenden Kanten ist, können als Indikatoren für eine kantenorientierte Verfeinerung dienen. Eine Kante wird für die Lokalverfeinerung markiert, wenn

$$\epsilon_i \geq \epsilon_{thresh} \quad (4.28)$$

Bei einem Verfeinerungsschritt $l > 1$ kann der Schwellenwert ϵ_{thresh} anhand eines Extrapolationsprozesses [9] bestimmt werden:

$$\epsilon_{thresh} = \epsilon_{max}^{l+1} = \max_{i=1}^m \epsilon_i^{l+1} = \max_{i=1}^m \frac{\epsilon_i^2}{\epsilon_i^{l-1}} \quad (4.29)$$

Dabei sind: ϵ_{max}^{l+1} die maximale vorausgesagte Fehlergröße bei der Verfeinerung des Schritts $l + 1$, ϵ_i^{l+1} der vorausgesagte Fehler auf den Kanten, die durch Halbierung der Kante i

entstehen, ϵ_i^{l-1} der Fehler auf der Vater-Kante der Kante i . Bei der ersten Verfeinerung ($l = 0$) wird ϵ_{thresh} folgendermaßen bestimmt

$$\epsilon_{thresh} = \sigma \cdot \epsilon_{max}^l = \sigma \cdot \max_{i=1}^m \epsilon_i \quad (4.30)$$

Dabei ist $\sigma \in (0, 1)$ ein Fehlerreduktionsfaktor. $\sigma = 0$ entspricht einer gleichmäßigen Verfeinerung, bei der jede Kante, bsw. jedes Element verfeinert wird. Ein Wert größer als 0 führt auf eine optimale Verfeinerung, bei der nach vielen Verfeinerungsschritten die Fehlergröße in jedem Element konstant wird [165]. Bank hat in seinem Programm *PLTMG* den Wert $\sigma = 0.25$ eingesetzt [10]

Um eine Verfeinerung von zu vielen Elementen bei einem Schritt, wenn der geschätzte Fehler $\|\epsilon\|_E$ der gegebenen Toleranz eps nahe ist, zu vermeiden, hat Bornemann [27] folgendes Verfahren zur Ermittlung von ϵ_{thresh} vorgeschlagen

$$\epsilon_{thresh} = \max(\epsilon_{max}^{l+1}, \frac{eps}{\|\epsilon\|_E} \sqrt{\epsilon_{max}^l \epsilon_{max}^{l+1}}) \quad (4.31)$$

(4.31) wird in der vorliegenden Arbeit implementiert.

4.1.4 Auswertung des Wärmequellgliedes

Nach der Raum- und Zeitdiskretisierung ergibt sich die volle diskrete inkrementelle Lösung des Wärmeleitungsproblems (4.14) zu:

$$\mathbb{T}_n = \mathbb{T}_{n-1} - (M + \Delta t \theta A)^{-1} [\Delta t A \mathbb{T}_{n-1} + \Delta t \bar{f}] \quad (4.32)$$

Darin repräsentiert \bar{f} einen Mittelwert der Summe der Wärmeentwicklung \bar{f}_q im Untersuchungsgebiet (Bauwerk) und Wärmestrom \bar{f}_b durch den Rand im Zeitintervall (t_{n-1}, t_n) :

$$\bar{f} = \bar{f}_q + \bar{f}_b \quad (4.33)$$

Setzt man (4.33) in (4.32) ein, dann ergibt sich:

$$\mathbb{T}_n = \mathbb{T}_{n-1} - (M + \Delta t \theta A)^{-1} [\Delta t A \mathbb{T}_{n-1} + \Delta t (\bar{f}_q + \bar{f}_b)] \quad (4.34)$$

$\Delta t \bar{f}_q = (\Delta Q_j) = \Delta Q$ ist ein Vektor, der sich aus der gesamten Hydratationswärme, die im Zeitintervall (t_{n-1}, t_n) freigesetzt wird, ergibt:

$$\begin{aligned} \Delta Q_j &= \Delta t \frac{\int_0^{\Delta t} W (\int_{\Omega} q \varphi_j d\Omega) dt}{\int_0^{\Delta t} W dt} \\ &= \Delta t \int_{\Omega} \varphi_j \frac{\int_0^{\Delta t} W q dt}{\int_0^{\Delta t} W dt} d\Omega \\ &= \int_{\Omega} \varphi_j \Delta t \bar{q} d\Omega \\ &= \int_{\Omega} \varphi_j (Q(t_n) - Q(t_{n-1})) d\Omega \\ &= \int_{\Omega} \varphi_j (Q(t_{en}) - Q(t_{en-1})) d\Omega \end{aligned} \quad (4.35)$$

Dabei sind: $\bar{q} = \frac{\int_0^{\Delta t} W q dt}{\int_0^{\Delta t} W dt}$ ein Mittelwert der Wärmeentwicklung q im Zeitintervall (t_{n-1}, t_n) , Q die gesamte Hydratationswärme zu einem bestimmten Zeitpunkt, t_{en-1}, t_{en} das dem aktuellen Alter t_{n-1} und t_n entsprechende äquivalente Alter, W eine zeitliche Gewichtsfunktion und φ_j eine Knotenbasisfunktion. So kann anstelle von (4.34) das folgende Gleichungssystem angesetzt werden, um eine volle diskrete Finite-Elemente-Approximation des Problems zu bekommen.

$$\mathbb{T}_n = \mathbb{T}_{n-1} - (M + \Delta t \theta A)^{-1} [\Delta t A \mathbb{T}_{n-1} + \Delta Q + \Delta t \bar{f}_b] \quad (4.36)$$

Anstatt (4.19) kann die folgende Beziehung zur Berechnung der Fehlerkorrektur benutzt werden

$$\eta_n = (M + \Delta t A)^{-1} \left[\frac{\Delta t_n}{2} A (\mathbb{T}_n^{(1)} - \mathbb{T}_{n-1}^{(1)}) + \Delta Q - \Delta t \bar{f}_n \right] \quad (4.37)$$

4.1.5 Ermittlung des äquivalenten Alters

Die Hydratationswärme und die Rate der Wärmeentwicklung des Betons werden als Funktionen des äquivalenten Alters t_e berechnet. Bei einer inkrementellen Temperaturberechnung wird auch t_e schrittweise berechnet

$$t_{en} = t_{en-1} + \Delta t_{en} \quad (4.38)$$

mit $t_{e0} = 0$ und

$$\Delta t_{en} = \int_0^{\Delta t_n} f(T) d\tau \quad (4.39)$$

Dabei sind: t_{en-1} und t_{en} die den aktuellen Zeitpunkten t_{n-1} und t_n äquivalenten Alterzuständen des Betons, $\Delta t_n = t_n - t_{n-1}$, $f(T)$ eine relative Reifefunktion.

Setzt man (2.13) in (4.39) ein, so ergibt sich

$$\Delta t_{en} = \int_0^{\Delta t_n} f(T) d\tau = \int_0^{\Delta t_n} e^{B(T-T_{ref})} d\tau \quad (4.40)$$

Mit der Annahme, dass im Zeitintervall (t_{n-1}, t_n) B konstant bleibt und sich $\Delta T = T - T_{ref}$ linear verändert, nämlich

$$\Delta T = \Delta T_{n-1} + \frac{\tau}{\Delta t_n} (\Delta T_n - \Delta T_{n-1}) \quad (4.41)$$

gilt dann

$$\begin{aligned} \Delta t_{en} &= \int_0^{\Delta t_n} f(T) d\tau = \int_0^{\Delta t_n} e^{B(T-T_{ref})} d\tau \\ &= \int_0^{\Delta t_n} e^{B(\Delta T_{n-1} + \tau(\Delta T_n - \Delta T_{n-1})/\Delta t_n)} d\tau \\ &= \begin{cases} e^{B\Delta T_n} \Delta t_n & \text{für } \Delta T_n = \Delta T_{n-1} \\ \frac{e^{B\Delta T_n} \Delta t_n}{\Delta T_n - \Delta T_{n-1}} (e^{B(\Delta T_n - \Delta T_{n-1})} - 1) & \text{für } \Delta T_n \neq \Delta T_{n-1} \end{cases} \end{aligned} \quad (4.42)$$

Dabei sind: $\Delta T_{n-1} = T(t_{n-1}) - T_{ref}(t_{en-1})$, $\Delta T_n = T(t_n) - T_{ref}(t_{en})$, $\tau = t - t_{n-1}$.

Da $T(t_n)$ und beim Vorliegen des adiabatischen Temperaturanstiegs $T_{ref}(t_{en})$ unbekannt sind, ist eine iterative Berechnung unter Beachtung der gegenseitigen Rückkopplung zwischen Wärmegabe und Prozesstemperatur erforderlich. Bei der ersten Iteration kann $T(t_n) = T(t_{n-1})$ angenommen werden.

4.1.6 Behandlung des Temperaturunterschiedes zwischen dem Frischbeton und dem Altbeton auf dessen Grenzfläche

Weil die Temperatur des Frischbetons und die des vorausgegangenen Betonierabschnitts normalerweise nicht identisch sind (der Unterschied kann über 10 K sein) und nur eine Anfangstemperatur für die gemeinsamen Knoten auf der Grenzfläche zugewiesen werden kann, muss bei der Berechnung eine Methode benutzt werden, die den Einfluss dieses Temperaturunterschiedes auf die Temperaturverteilung berücksichtigt.

Gap-Element-I: Durch Einführung je einer sehr dünnen Schicht (Abb. 4.1, $e = h_b/1000$, $h_b =$ Dicke der Beton-Schicht) auf jeder Seite der Grenzfläche zwischen dem alten Beton und der neuen Beton-Schicht, kann man näherungsweise annehmen: $T_1 = T_{P,n-1}$, $T_2 = T_{0b}$, und $T_P = (T_1 + T_2)/2$. Hierbei sind T_1 , T_2 , und T_P die Anfangstemperaturwerte an den Punkten 1, 2, und P zum Zeitschritt n , $T_{P,n-1}$ die berechnete Temperatur an Punkt P zum Zeitschritt $n - 1$ und T_{0b} die Frischbetontemperatur. Offensichtlich ist diese Vorgehensweise nur bei der eindimensionalen Aufgabestellung durchführbar.

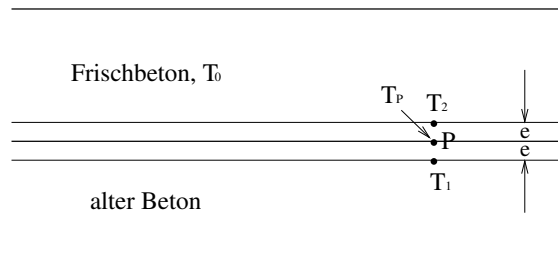


Abb. 4.1: Wärmebrücke, Gap-Element-I

Gap-Element-II: Bei imperfektem Kontakt von zwei Festkörpern besteht ein Temperatursprung zwischen zwei Oberflächen, der zum Wärmestrom im Verhältnis steht. Die Wärmezufuhr zu einem Körper durch die Grenzfläche muss aber der Wärmeabgabe aus einem anderen Körper entsprechen. So gilt für einen Punkt P auf der Grenzfläche:

$$k_1 \frac{\partial T_1}{\partial n_1} = \frac{1}{R} (T_2 - T_1) = C (T_2 - T_1) \quad (4.43)$$

$$k_1 \frac{\partial T_1}{\partial n_1} = k_2 \frac{\partial T_2}{\partial n_1} \quad (4.44)$$

Dabei sind n_1 die äußere Normale, bezüglich Körper 1, zur Kontaktfläche an Punkt P, R der Kontakt-Widerstand und $C = 1/R$ die Kontakt-Leitfähigkeit.

Um den imperfekten thermischen Kontakt zu modellieren, wird das Gap-Element eingesetzt (Abb. 4.2). Zwei Knotenpunkte (1, 2(P)) auf jeder Seite des Gaps sind äußerst nahe beieinander. Es ist quasi kein Abstand zwischen den beiden. Jedoch kann jeder der beiden entsprechende Anfangstemperaturen annehmen: $T_{1,n} = T_{P,n}$, $T_{2,n} = T_{0b}$, hierbei sind $T_{1,n}$, $T_{2,n}$ die Anfangstemperatur der Knotenpunkte 1 und 2(P) bei der Berechnung des Zeitschritts (t_{n-1}, t_n) , $T_{P,n}$ die berechnete Temperatur am Punkt P zum Zeitpunkt t_{n-1} , T_{0b} die Frischbetontemperatur. Zu jeder Zeit müssen die Knotentemperatur T_1 und T_2 die Bedingungen (4.43) und (4.44) erfüllen. Die Gap-Kontakt-Leitfähigkeit wird so angegeben, dass ein freier Wärmefluss durch das Gap garantiert wird.

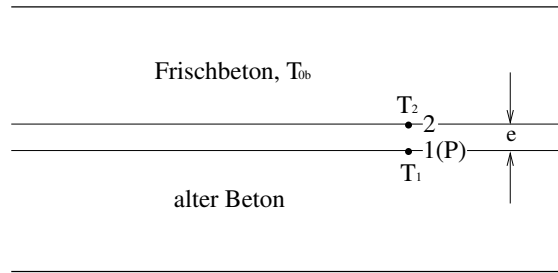


Abb. 4.2: Wärmebrücke, Gap-Element-II

Eine gewogene Anfangstemperatur: Werden zwei unterschiedlich temperierte Körper in Kontakt gebracht, so stellt sich an der Berührungsfläche die Kontakttemperatur ein. Sie ist abhängig von den Wärmeeindringkoeffizienten beider Stoffe:

$$T_k = \frac{b_1 T_1 + b_2 T_2}{b_1 + b_2} \quad (4.45)$$

$$b_i = \sqrt[3]{c_i \rho_i \kappa_i}, \quad i = 1, 2 \quad (4.46)$$

Dabei sind:

T_k [°C]	Kontakttemperatur;
c_i [J/(kg·K)]	die spezifische Wärme, $i=1,2$;
ρ_i [kg/m ³]	die Rohdichte, $i=1,2$;
κ_i [W/(m·K)]	die Wärmeleitfähigkeit, $i=1,2$.

Wenn die alte Betonschicht und die neue Betonschicht sehr dünn und gleich dick sind, kann T_k als Anfangstemperatur auf der Grenzfläche benutzt werden. Diese Bedingungen können aber nicht immer gewährleistet werden. Durch Gewährleistung der Erhaltung der Wärme kann eine gewogene Temperatur T_{PM} ermittelt und als Anfangstemperatur für die Knoten auf der Grenzfläche bei der Berechnung vom nächsten Zeitschritt eingesetzt werden:

$$c_1 \rho_1 h_1 \frac{T_P + T_{P-1}}{2} + c_2 \rho_2 h_2 T_{0b} = c_1 \rho_1 h_1 \frac{T_{PM} + T_{P-1}}{2} + c_2 \rho_2 h_2 \frac{T_{PM} + T_{0b}}{2} \quad (4.47)$$

Dabei sind: c_1 , ρ_1 die spezifische Wärme und Rohdichte der alten Betonschicht, c_2 , ρ_2 die spezifische Wärme und Rohdichte der Frischbetonschicht, T_P , T_{P-1} die Temperatur von Knotenpunkten P und $P-1$ am Ende der vorherigen inkrementellen Berechnung, T_{0b} die

Frischbetontemperatur, h_1 , h_2 die Dicke der alten Betonschicht bzw. Frischbetonschicht (Abb. 4.3). Aus (4.47) ergibt sich

$$T_{PM} = \frac{c_1 \rho_1 h_1 T_P + c_2 \rho_2 h_2}{c_1 \rho_1 h_1 + c_2 \rho_2 h_2} \quad (4.48)$$

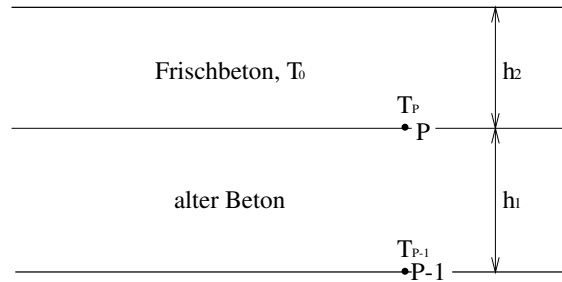


Abb. 4.3: Lückenlose Nahtstelle zwischen alter und neuer Betonschicht

4.2 Berechnung der Spannungen und Dehnungen

4.2.1 Inkrementelle Berechnung der Verformungen und Spannungen

Für alterndes Material, wie Beton, wird meist eine inkrementelle Vorgehensweise bei der Berechnung der Verformungen und Spannungen eingesetzt. Dabei wird die Zeit wie bei der Temperaturberechnung in kleine Schritte geteilt. In einem Zeitschritt ist die Verzerrungsänderung gemäß (3.5) wie folgt zu definieren:

$$\Delta \varepsilon = \Delta \varepsilon_e + \Delta \varepsilon_r + \Delta \varepsilon_k + \Delta \varepsilon_s + \Delta \varepsilon_T \quad (4.49)$$

Wenn die Kriechverformung des Betons durch ein modifiziertes Kelvin-Kette-Modell, welches auch Übergangskriechen einschließt (siehe Abb. 4.4), beschrieben wird, ergibt sich die Verzerrungsänderung infolge Kriechen aus:

$$\Delta \varepsilon_k = \sum_{i=1}^{n_k} \Delta \varepsilon_i + \Delta \varepsilon_{TTC} \quad (4.50)$$

Dabei sind $\Delta \varepsilon_i$ die Kriechverformungsänderung in der i -ten Kelvin-Zelle und $\Delta \varepsilon_{TTC}$ die Änderung des Übergangskriechens. Mit der Annahme, dass in einem Zeitschritt die Materialeigenschaften konstant bleiben und sich die Spannung linear verändert (Spannungsrate $\dot{\sigma} = \text{konstant}$), ergibt sich aus (3.19)

$$\ddot{\varepsilon}_i + \frac{\bar{E}_i}{\bar{\eta}_i} \dot{\varepsilon}_i = \frac{\dot{\sigma}}{\bar{\eta}_i} \quad (4.51)$$

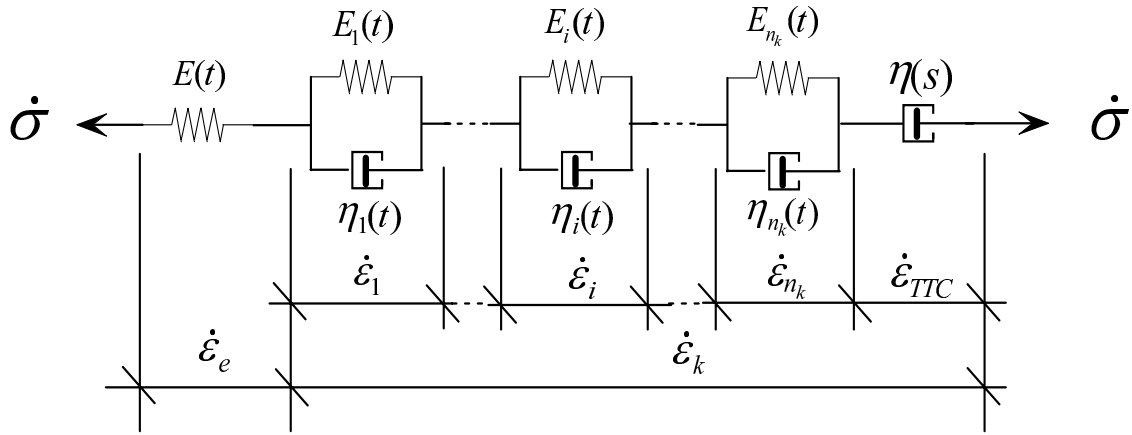


Abb. 4.4: Das modifizierte Kelvin-Kette-Modell

Eine geschlossene Lösung von (4.51) ermöglicht die Berechnung von $\Delta\varepsilon_i$ mit der folgenden diskretisierten Gleichung [75]:

$$\bar{E}_i \Delta\varepsilon_i = \{\sigma_i^d\}_0 \left[1 - \exp\left(-\frac{\bar{E}_i}{\bar{\eta}_i} \Delta t\right) \right] + \dot{\sigma} \left[\Delta t - \frac{\bar{\eta}_i}{\bar{E}_i} \left(1 - \exp\left(-\frac{\bar{E}_i}{\bar{\eta}_i} \Delta t\right) \right) \right] \quad (4.52)$$

Dabei ist $\{\sigma_i^d\}_0$ die Spannung im Dämpfer der i -ten Kelvin-Zelle am Anfang des Zeitschritts. Die Spannungsrate $\dot{\sigma}$ folgt aus einem modifizierten Kelvin-Kette-Modell:

$$\dot{\sigma} = E\dot{\epsilon}_e = E(\dot{\epsilon} - \dot{\epsilon}_r - (\sum_{i=1}^{n_k} \dot{\epsilon}_i + \dot{\epsilon}_{TTC}) - \dot{\epsilon}_s - \dot{\epsilon}_T) \quad (4.53)$$

Aus (4.53) ergibt sich durch Diskretisierung:

$$\Delta\sigma = E\Delta\varepsilon_e = E(\Delta\varepsilon - \Delta\varepsilon_r - (\sum_{i=1}^{n_k} \Delta\varepsilon_i + \Delta\varepsilon_{TTC}) - \Delta\varepsilon_s - \Delta\varepsilon_T) \quad (4.54)$$

Aus (4.54), (4.52) und (3.27) kann die Spannung wie folgt schrittweise berechnet werden:

$$\Delta\sigma_n = E_n'' (\Delta\varepsilon_n - \Delta\varepsilon_{r,n} - \Delta\tilde{\varepsilon}_{k,n} - \Delta\varepsilon_{s,n} - \Delta\varepsilon_{T,n}) \quad (4.55)$$

mit:

$$\frac{1}{E_n''} = \frac{1}{\bar{E}_n} + \sum_{i=1}^{n_k} \frac{1}{\bar{E}_{i,n}} \left[1 - \frac{1}{\Delta t_n} \frac{\bar{\eta}_{i,n}}{\bar{E}_{i,n}} \left[1 - \exp\left(-\frac{\bar{E}_{i,n}}{\bar{\eta}_{i,n}} \Delta t_n\right) \right] \right] + \frac{c_1 \bar{S}_n \Delta t_n}{2} \quad (4.56a)$$

$$\Delta\tilde{\varepsilon}_{k,n} = c_1 \bar{S}_n \sigma_{n-1}^d \Delta t_n + \sum_{i=1}^{n_k} \frac{\sigma_{i,n-1}^d}{\bar{E}_{i,n}} \left[1 - \exp\left(-\frac{\bar{E}_{i,n}}{\bar{\eta}_{i,n}} \Delta t_n\right) \right] \quad (4.56b)$$

$$\sigma_{i,n}^d = \Delta\sigma_n \frac{1}{\Delta t_n} \frac{\bar{\eta}_{i,n}}{\bar{E}_{i,n}} \left[1 - \exp\left(-\frac{\bar{E}_{i,n}}{\bar{\eta}_{i,n}} \Delta t_n\right) \right] + \sigma_{i,n-1}^d \exp\left(-\frac{\bar{E}_{i,n}}{\bar{\eta}_{i,n}} \Delta t_n\right) \quad (4.56c)$$

Dabei sind \bar{E}_n , $\bar{E}_{i,n}$, $\bar{\eta}_{i,n}$ und \bar{S}_n Mittelwerte von E , E_i , η_i und S im Zeitschritt (t_{n-1}, t_n) . σ_i^d ist die Spannung im Dämpfer der i -ten Kelvin-Zelle. E_n'' wird als wirksamer

Modul bezeichnet. Aus (4.56a) ist zu sehen, dass E''_n vom Elastizitätsmodul und von den Kriecheigenschaften des Betons im Zeitschritt (t_{n-1}, t_n) abhängig ist.

Für multidimensionale Fälle ist (4.55) bei Verwendung des verallgemeinerten Hooke'schen Gesetzes durch folgende Gleichung zu ersetzen:

$$\{\Delta\sigma\}_n = D''(\{\Delta\varepsilon\}_n - \{\Delta\varepsilon_r\}_n - \{\Delta\tilde{\varepsilon}_k\}_n - \{\Delta\varepsilon_s\}_n - \{\Delta\varepsilon_T\}_n) \quad (4.57)$$

mit

$$D'' = E''_n \tilde{D} \quad (4.58a)$$

$$\frac{1}{E''_n} = \frac{1}{\bar{E}_n} + \sum_{i=1}^{n_k} \frac{1}{\bar{E}_{i,n}} \left[1 - \frac{1}{\Delta t_n} \frac{\bar{\eta}_{i,n}}{\bar{E}_{i,n}} \left[1 - \exp\left(-\frac{\bar{E}_{i,n}}{\bar{\eta}_{i,n}} \Delta t_n\right) \right] \right] + \frac{c_1 \bar{S}_n \Delta t_n}{2} \quad (4.58b)$$

$$\{\Delta\tilde{\varepsilon}_k\}_n = c_1 \bar{S}_n \bar{D} \{\sigma\}_{n-1} \Delta t_n + \sum_{i=1}^{n_k} \frac{\{\sigma_i^d\}_{n-1}}{\bar{E}_{i,n}} \left[1 - \exp\left(-\frac{\bar{E}_{i,n}}{\bar{\eta}_{i,n}} \Delta t_n\right) \right] \quad (4.58c)$$

$$\{\sigma_i^d\}_n = \bar{D} \{\Delta\sigma\}_n \frac{1}{\Delta t_n} \frac{\bar{\eta}_{i,n}}{\bar{E}_{i,n}} \left[1 - \exp\left(-\frac{\bar{E}_{i,n}}{\bar{\eta}_{i,n}} \Delta t_n\right) \right] + \{\sigma_i^d\}_{n-1} \exp\left(-\frac{\bar{E}_{i,n}}{\bar{\eta}_{i,n}} \Delta t_n\right) \quad (4.58d)$$

Dabei ist $\{\ \}_n$ der Vektor der entsprechenden Bezeichnung, welche in den skalaren Gleichungen (4.55) und (4.56) auftaucht. $\bar{D} = \tilde{D}^{-1}$. Für dreidimensionale Fälle nehmen die Materialmatrizen \bar{D} und \tilde{D} folgende Formen an:

$$\bar{D} = \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & -\nu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) \end{bmatrix} \quad (4.59)$$

$$\tilde{D} = \frac{1}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & (1-2\nu)/2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & (1-2\nu)/2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & (1-2\nu)/2 \end{bmatrix} \quad (4.60)$$

Hierin ist ν die Querkontraktionszahl. Dabei wird angenommen, dass elastische und Kriechquerkontraktionszahl gleich zu setzen sind. Diese Annahme ist üblich und im Rahmen der Genauigkeitsanforderungen von Ingenieuraufgaben experimentell bestätigt [102].

Diese Vorgehensweise entspricht der Methode, bei der die Kriechfunktion durch eine Dirichletsche Reihe angenähert wird:

$$\begin{aligned}
J(t, \tau) &= \frac{1}{E(\tau)} + C(t, \tau) \\
C(t, \tau) &= \sum_{i=1}^{n_k} \frac{1}{E_i(\tau)} \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{t - \tau}{\tau_i}\right) \right\} \\
&= \sum_{i=1}^{n_k} \phi_i(\tau) \{1 - \exp(-R_i(\tau)(t - \tau))\}
\end{aligned} \tag{4.61}$$

mit

$$\phi_i(\tau) = \frac{1}{E_i(\tau)}, \quad R_i(\tau) = \frac{1}{\tau_i} = \frac{E_i(\tau)}{\eta_i(\tau)} \tag{4.62}$$

Die Materialparameter ϕ_i und R_i in (4.61) oder E_i und η_i bei der Kelvin-Kette-Methode sind Funktionen des Betonalters. Sie sind durch Least-Square-Fit an Kriechversuchsdaten oder an eine vorgegebene Kriechfunktion zu bestimmen [13] [75] mit den Zwangbedingungen:

$$\phi_i(\tau) > 0, \quad R_i(\tau) > 0, \quad d\phi_i(\tau)/d\tau > 0, \quad dR_i(\tau)/d\tau > 0 \tag{4.63}$$

oder

$$E_i(\tau) > 0, \quad \eta_i(\tau) > 0, \quad dE_i(\tau)/d\tau > 0, \quad d\eta_i(\tau)/d\tau > 0 \tag{4.64}$$

Aus (3.26) und (4.62) ergibt sich die Temperaturabhängigkeit von R_i :

$$R_i(T, \tau) = \frac{E_i(\tau)}{\eta_i(T, \tau)} = \frac{1}{e^{-U/R(1/T_{ref}-1/T)}} \cdot \frac{E_i(\tau)}{\eta_i(T_{ref}, \tau)} = \frac{1}{e^{-U/R(1/T_{ref}-1/T)}} \cdot R_i(T_{ref}, \tau) \tag{4.65}$$

Bei Verwendung der Kriechfunktion (4.61) folgen aus (4.57), (4.58a~4.58d) und (4.62) die Beziehungen:

$$\{\Delta\sigma\}_n = D''(\{\Delta\varepsilon\}_n - \{\Delta\varepsilon_r\}_n - \{\Delta\tilde{\varepsilon}_k\}_n - \{\Delta\varepsilon_s\}_n - \{\Delta\varepsilon_T\}_n) \tag{4.66}$$

mit

$$D'' = E''_n \tilde{D} \tag{4.67a}$$

$$\frac{1}{E''_n} = \frac{1}{E_n} + \sum_{i=1}^{n_k} \bar{\phi}_{i,n} \left[1 - \frac{1}{\Delta t_n} \frac{1}{\bar{R}_{i,n}} [1 - \exp(-\bar{R}_{i,n} \Delta t_n)] \right] + \frac{c_1 \bar{S}_n \Delta t_n}{2} \tag{4.67b}$$

$$\{\Delta\tilde{\varepsilon}_k\}_n = c_1 \bar{S}_n \bar{D} \{\sigma\}_{n-1} \Delta t_n + \sum_{i=1}^{n_k} \bar{\phi}_{i,n} \{\sigma_i^d\}_{n-1} [1 - \exp(-\bar{R}_{i,n} \Delta t_n)] \tag{4.67c}$$

$$\{\sigma_i^d\}_n = \bar{D} \{\Delta\sigma\}_n \frac{1}{\Delta t_n} \frac{1}{\bar{R}_{i,n}} [1 - \exp(-\bar{R}_{i,n} \Delta t_n)] + \{\sigma_i^d\}_{n-1} \exp(-\bar{R}_{i,n} \Delta t_n) \tag{4.67d}$$

Hierin sind $\bar{\phi}_{i,n}$ und $\bar{R}_{i,n}$ als Mittelwerte von ϕ_i und R_i im Zeitschritt $t_{n-1} \leq t \leq t_n$ zu verstehen. Die übrigen Bezeichnungen haben die gleiche Bedeutung wie in (4.58a bis 4.58d).

4.2.2 Finite-Elemente-Approximation

Für eine inkrementelle Vorgehensweise ist es von Vorteil, anstelle von (3.3) folgende Beziehungen zu benutzen:

$$\int_{\Omega} (L\tilde{u})^T \{\Delta\sigma\}_n d\Omega = \int_{\Gamma_{\sigma}} \tilde{u}^T \{\Delta\bar{p}\}_n d\Gamma + \int_{\Omega} \tilde{u}^T \{\Delta f\}_n d\Omega \quad (4.68)$$

In (4.68) sind $\{\Delta\sigma\}_n$, $\{\Delta\bar{p}\}_n$ und $\{\Delta f\}_n$ die Änderungen von σ , \bar{p} und f , die sich beim Fortschreiten vom Zeitpunkt t_{n-1} zum Zeitpunkt t_n einstellen.

Setzt man (4.57) und die kinematischen Beziehungen zwischen Verschiebung $\{\Delta u\}_n$ und Verzerrungen $\{\Delta\varepsilon\}_n$

$$\{\Delta\varepsilon\}_n = L \{\Delta u\}_n \quad (4.69)$$

in (4.68) ein, erhält man dann:

$$\begin{aligned} \int_{\Omega} (L\tilde{u})^T D'' L \{\Delta u\}_n d\Omega &= \int_{\Omega} (L\tilde{u})^T D'' (\{\Delta\varepsilon_r\}_n + \{\Delta\tilde{\varepsilon}_k\}_n + \{\Delta\varepsilon_s\}_n + \{\Delta\varepsilon_T\}_n) d\Omega \\ &+ \int_{\Omega} \tilde{u}^T \{\Delta f\}_n d\Omega + \int_{\Gamma_{\sigma}} \tilde{u}^T \{\Delta\bar{p}\}_n d\Gamma \end{aligned} \quad (4.70)$$

In analoger Weise, wie es für die Lösung des Wärmeleitproblems umrissen wurde, lässt sich das zu untersuchende Gebiet in eine Menge von m finiten Elementen mit je n_e Knoten diskretisieren. Das Verschiebungsvektorfeld $\{\Delta u\}_r = \{\Delta u_x \ \Delta u_y \ \Delta u_z\}_r^T$ in jedem Element wird wie folgt durch Verschiebungen an den Knoten $(\Delta u_{x,i}, \Delta u_{y,i}, \Delta u_{z,i})_r$, $i = 1, 2, \dots, n_e$ und kontinuierliche Ansatzfunktionen φ_i , $i = 1, 2, \dots, n_e$ repräsentiert:

$$\{\Delta u\}_r = F \{\Delta\hat{u}\}_r \quad (4.71)$$

mit:

$$F = \begin{bmatrix} \varphi_1 & 0 & 0 & \varphi_2 & 0 & 0 & \cdots & \varphi_{n_e} & 0 & 0 \\ 0 & \varphi_1 & 0 & 0 & \varphi_2 & 0 & \cdots & 0 & \varphi_{n_e} & 0 \\ 0 & 0 & \varphi_1 & 0 & 0 & \varphi_2 & \cdots & 0 & 0 & \varphi_{n_e} \end{bmatrix}$$

$$\{\Delta\hat{u}\}_n = \left\{ \Delta u_{x,1} \ \Delta u_{y,1} \ \Delta u_{z,1} \ \Delta u_{x,2} \ \Delta u_{y,2} \ \Delta u_{z,2} \ \cdots \ \Delta u_{x,n_e} \ \Delta u_{y,n_e} \ \Delta u_{z,n_e} \right\}_n^T$$

In gleicher Weise kann das virtuelle Verschiebungsvektorfeld wie folgt dargestellt werden:

$$\tilde{u} = F \hat{\tilde{u}} \quad (4.72)$$

Dabei enthält $\hat{\tilde{u}}$ die virtuellen Freiheitsgrade an den Knoten gemäß:

$$\hat{\tilde{u}} = \left\{ \tilde{u}_{x,1} \ \tilde{u}_{y,1} \ \tilde{u}_{z,1} \ \tilde{u}_{x,2} \ \tilde{u}_{y,2} \ \tilde{u}_{z,2} \ \cdots \ \tilde{u}_{x,n_e} \ \tilde{u}_{y,n_e} \ \tilde{u}_{z,n_e} \right\}^T$$

Die diskrete Form von (4.70) erhält man durch Bildung der diskreten schwachen Form von (4.70) und Ausklammerung der virtuellen Freiheitsgrade:

$$\begin{aligned} \sum_{e=1}^m \int_{\Omega_e} B^T D'' B \{\Delta \hat{u}\}_n d\Omega &= \sum_{e=1}^m \int_{\Omega_e} B^T D'' (\{\Delta \varepsilon_r\}_n + \{\Delta \tilde{\varepsilon}_k\}_n + \{\Delta \varepsilon_s\}_n + \{\Delta \varepsilon_T\}_n) d\Omega \\ &+ \sum_{e=1}^m \int_{\Omega_e} F^T \{\Delta f\}_n d\Omega + \sum_{e=1}^m \int_{\Gamma_{\sigma e}} F^T \{\Delta \bar{p}\}_n d\Gamma \end{aligned} \quad (4.73)$$

Die B-Matrix setzt sich gemäß $B = LF$ zusammen. Das Gesamtsystem zur Lösung der Verschiebungsänderungen innerhalb (t_{n-1}, t_n) lautet dann:

$$Ka = b \quad (4.74)$$

mit der Elementmatrix:

$$K_e = \int_{\Omega_e} B^T D'' B d\Omega \quad (4.75)$$

und dem Elementbeitrag für die rechte Seite:

$$\begin{aligned} b_e &= \int_{\Omega_e} B^T D'' \{\Delta \varepsilon_T\}_n d\Omega + \int_{\Omega_e} B \{\Delta \sigma_0\}_n d\Omega \\ &+ \int_{\Omega_e} F^T \{\Delta f\}_n d\Omega + \int_{\Gamma_{\sigma e}} F^T \{\Delta \bar{p}\}_n d\Gamma \end{aligned} \quad (4.76a)$$

$$\{\Delta \sigma_0\}_n = D'' (\{\Delta \varepsilon_r\}_n + \{\Delta \tilde{\varepsilon}_k\}_n + \{\Delta \varepsilon_s\}_n) \quad (4.76b)$$

Der aufzusuchende Systemvektor a besteht aus den Änderungen der Verschiebungsvektoren an allen Knoten $a = \{\Delta u_{x,1} \Delta u_{y,1} \Delta u_{z,1} \Delta u_{x,2} \Delta u_{y,2} \Delta u_{z,2} \cdots \Delta u_{x,n_h} \Delta u_{y,n_h} \Delta u_{z,n_h}\}^T$. n_h ist die Anzahl der gesamten Knoten.

In (4.76a) berücksichtigt der Vektor $\{\Delta f\}_n$ die Änderungen der Volumenkräfte während des Zeitschritts, in der vorliegenden Arbeit das Eigengewicht. Der Vektor $\{\Delta \bar{p}\}_n$ stellt die Änderung der Flächenbelastungen dar, hier der Wasserdruck, nachdem der Stausee aufgestaut ist. Der Vektor $\{\Delta \varepsilon_T\}_n$ ergibt sich aus:

$$\{\Delta \varepsilon_T\}_n = \left\{ \alpha_T \cdot \Delta T \quad \alpha_T \cdot \Delta T \quad \alpha_T \cdot \Delta T \quad 0 \quad 0 \quad 0 \right\}_n^T \quad (4.77)$$

mit der Lasttemperatur $\Delta T = T_n - T_{n-1}$ aus den Temperaturberechnungen bei den Zeitschritten t_n und t_{n-1} .

Der Vektor $\{\Delta \sigma_0\}_n$ in (4.76b) dient zur Berücksichtigung der Verformungsänderung infolge Kriechen, Schwinden/Quellen und unelastischer Rissdehnung im Zeitschritt (t_{n-1}, t_n) und wird im Folgenden als Anfangsspannung bezeichnet. Der Vektor $\{\Delta \tilde{\varepsilon}_k\}_n$ ist aus (4.58c) oder (4.67c) zu berechnen. Der Vektor $\{\Delta \varepsilon_s\}_n$ wird meist aus einer an die Versuchsdaten angepassten Schwinden- / Quellenfunktion berechnet. Der Vektor $\{\Delta \varepsilon_r\}_n$ kann mit Hilfe

von (3.33) ermittelt werden:

$$\{\Delta\varepsilon_r\}_n = \{\varepsilon_r\}_n - \{\varepsilon_r\}_{n-1} \quad (4.78)$$

Wegen der nicht-linearen Beziehung zwischen ε_r und σ müssen $\{\Delta\varepsilon_r\}_n$ und $\{\Delta\sigma\}_n$ iterativ berechnet werden.

Nach der Lösung von (4.74) werden die Verzerrungsänderungen $\{\Delta\varepsilon\}_n$ mit (4.74) und die Spannungsänderungen $\{\Delta\sigma\}_n$ mit (4.66) berechnet. Die Gesamtspannungen zum Zeitpunkt t_n ergeben sich aus den Summen aller Spannungsinkremente bei $0 \leq t \leq t_n$:

$$\{\sigma\}_n = \{\sigma\}_{n-1} + \{\Delta\sigma\}_n = \sum_{i=1}^{n-1} \{\Delta\sigma\}_i + \{\Delta\sigma\}_n \quad (4.79)$$

4.3 Methode zur Reduzierung des Rechenaufwands

4.3.1 Zusammenfassung der Betonschichten

Die RCC-Staumauern werden durch dünne Betonschichten (30 bis 50 cm) aufgebaut. Nach der konventionellen Methode würde das zu untersuchende Gebiet schichtweise in kleine Elemente unterteilt. Dadurch kann die tatsächliche Bauausführung gut simuliert und das Temperaturfeld im Bauwerk genau ermittelt werden. Bei kleinen Dämmen ist diese Methode noch durchführbar. Bei großen RCC-Staumauern ist aber der Rechenaufwand schon bei der zwei-dimensionalen Modellierung unerträglich hoch. Aus diesem Grund hat man versucht, das zu untersuchende Gebiet nach dem Alter und den thermischen und mechanischen Eigenschaften des Betons entlang der vertikalen Richtung in mehrere Untergebiete aufzuteilen. Das oberste Untergebiet nahe der neuen Betonschicht wird schichtweise in kleine Elemente aufgeteilt, während bei den unteren Untergebieten je nach dem Alter des Betons mehrere Betonschichten zusammengefasst werden, sodass größere Elemente benutzt werden können. Dadurch wird der Rechenaufwand in einen vertretbaren Umfang gehalten.

Homogenes Modell

Bei Vernachlässigung der Rückkoppelung zwischen Temperaturfeld und Hydratationsfortschritt kann eine Betonschicht als ein homogener Körper betrachtet werden, das heisst, dass überall in einer Schicht gleiche thermische und mechanische Eigenschaften vorhanden sind. Nach bestimmter Zeit werden die Unterschiede der thermischen und mechanischen Eigenschaften zwischen den Nachbarschichten sehr gering. So können sie zu einer dickeren Schicht kombiniert werden. Die Betonschichten zwischen Schicht i und Schicht j können zu einer Schicht vereint werden, solange folgende Bedingung erfüllt ist [161]:

$$\frac{|P(\tau_j) - P(\tau_i)|}{P(\tau_i)} \leq \epsilon \quad (4.80)$$

Dabei sind: $P(\tau_i)$, $P(\tau_j)$ die altersabhängigen Parameter der Betonschicht i (mit dem Alter τ_i) und Betonschicht j (mit dem Alter τ_j), wie z.B. Hydratationswärme, Elastizi-

tätsmodul, Kriechzahl, etc.. ϵ ist eine vorgegebene Fehlergrenze.

Die kombinierte Schicht wird als ein homogener Körper betrachtet. Der in (4.80) einbezogene Parameter wird durch einen Mittelwert $\bar{P} = [P(\tau_i) + P(\tau_j)]/2$ ersetzt. Zur Berechnung der anderen altersabhängigen Parameter wird ein berechnetes Alter $\bar{\tau}$ eingesetzt, das sich aus folgender Bedingung ergibt:

$$P(\bar{\tau}) = \frac{1}{2}[P(\tau_i) + P(\tau_j)] \quad (4.81)$$

Bei Berücksichtigung der Rückkoppelung zwischen Temperaturfeld und Hydratationsfortschritt kann (4.80) durch folgende Bedingung ersetzt werden:

$$\frac{|P(\bar{t}_{e,j}) - P(\bar{t}_{e,i})|}{P(\bar{t}_{e,i})} \leq \epsilon \quad (4.82)$$

Dabei sind $\bar{t}_{e,i}$ und $\bar{t}_{e,j}$ die gemittelten äquivalenten Alter der Betonschicht i und j .

Inhomogenes Modell

Bei diesem Modell wird die Rückkoppelung zwischen Temperaturfeld und Hydratationsfortschritt auch vernachlässigt. Dabei werden n kontinuierlich ausgeführte Betonschichten zu einer Schicht zusammengefasst. Anders als beim homogenen Modell werden die thermischen und mechanischen Eigenschaften an einem Punkt in der zusammengefassten neuen Schicht als Funktionen des aktuellen Alters ermittelt. Das Alter des Betons τ in der zusammengefassten neuen Schicht wird durch eine kontinuierliche Funktion der Lokalkoordinate η (Abb.4.5) angenähert[161].

$$\tau = t - t_0 + \frac{\tau_1 + \tau_{n-1}}{2} + \frac{\tau_{n-1} - \tau_1}{2}\eta \quad (4.83)$$

Dabei sind: t die Zeit, t_0 die Zeit, zu der die Zusammenlegung der Betonschichten durchgeführt wurde, τ_1 und τ_{n-1} das Alter der untersten und obersten Betonschicht zur Zeit t_0 .

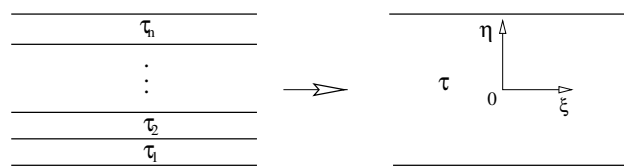


Abb. 4.5: Inhomogenes Modell

Lineares Modell

Wegen der Rückkopplung zwischen Temperaturfeld und Hydratationsfortschritt sind die thermischen und mechanischen Eigenschaften des Betons orts- und zeitabhängig. Das im Folgenden dargestellte lineare Modell ermöglicht eine bessere Erfassung dieser Situation und wird daher in der vorliegenden Arbeit weiter benutzt (siehe Abb.5.6.3 und Abb.5.6.4).

Wie bei der Behandlung des Temperaturfelds lässt sich ein Parameter $P(t, x)$ durch seine Werte an den Knotenpunkten und die Knotenbasisfunktionen approximieren:

$$P(t, x) = \sum_{i=1}^n P_i(t_{e,i}) \varphi_i(x) \quad (4.84)$$

Dabei sind: n die Anzahl der gesamten Knotenpunkte (einschließlich der Knotenpunkte auf dem Dirichletschen Rand), P_i , $i = 1, \dots, n$, die Knotenwerte des Parameters $P(x, t)$, t die Zeit, $t_{e,i}$, $i = 1, \dots, n$, die entsprechenden Äquivalentalter des Betons an Knotenpunkten, x die Ortskoordinaten, $\varphi_i(x)$, $i = 1, \dots, n$ die Knotenbasisfunktionen.

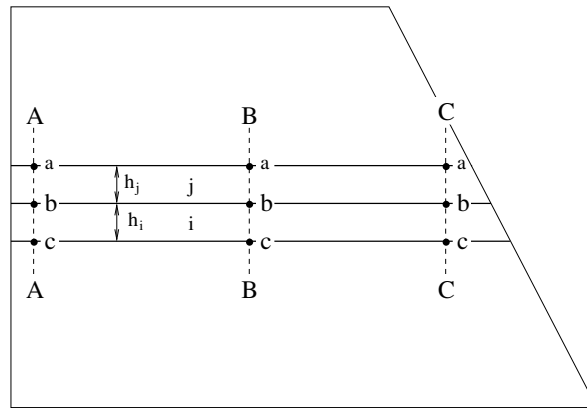


Abb. 4.6: Lineares Modell

Bei der linearen Finite-Elemente-Methode wird eine Zustandsgröße durch elementweise lineare Ansatzfunktionen approximiert. Mit der gleichen Methode kann ein ortsabhängiger Parameter behandelt werden. Geht man von einer elementweise linearen Veränderung eines Parameters $P(x, t)$ aus, können zwei Schichten (Abb. 4.6) zusammengefasst werden, wenn für alle Kontrollquerschnitte (z.B. A-A, B-B, und C-C in Abb. 4.6) die folgende Bedingung erfüllt ist:

$$\frac{|P(t, x_b) - [h_i P(t, x_a) + h_j P(t, x_c)] / (h_i + h_j)|}{P(t, x_b)} \leq \epsilon \quad (4.85)$$

Dabei sind: $P(t, x_a)$, $P(t, x_b)$, $P(t, x_c)$ die Werte des Parameters $P(t, x)$ an den Punkten a , b , c zur Zeit t ; x_a, x_b, x_c die Ortskoordinaten; h_i , h_j die Dicke der Schicht i, j ; ϵ eine vorgegebene Fehlergrenze.

Als Kontrollparameter kann die Hydratationswärme $Q(t, x)$ bei der Temperaturberechnung oder der Elastizitätsmodul $E(t, x)$ bei der Spannungsberechnung genommen werden. Da $Q(t, x)$ und $E(t, x)$ Funktionen des Hydratationsgrads $\xi(t, x)$ sind, ist es auch möglich, $\xi(t, x)$ als Kontrollparameter zu benutzen.

Die Bedingung für die Zusammenfassung der Betonschichten bei der Temperatur- und Spannungsberechnung kann auch elementweise kontrolliert werden. Zwei Schichten (Schicht

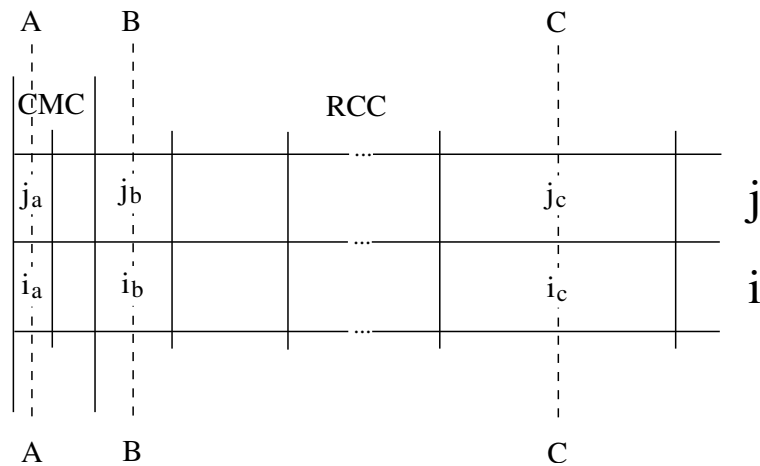


Abb. 4.7: Zusammenfassung der Betonschichten bei Spannungsberechnungen

i und j , siehe Abb. 4.7) können zusammengefasst werden, wenn für die Nachbarelemente an allen Kontrollquerschnitten (wie z.B. Element i_a und Element j_a an A-A. Die in der Abb. 4.7 als Beispiel gezeigten Elemente sind Viereckeelemente, es können aber auch Elemente von einem anderen Typ (wie z.B. Dreieckselement) sein.) die folgende Bedingung erfüllt ist:

$$\frac{|\bar{P}_{i_k}(t) - \bar{P}_{j_k}(t)|}{\bar{P}_{j_k}(t)} \leq \epsilon \quad (4.86a)$$

$$|\bar{P}_{i_k}(t) - \bar{P}_{j_k}(t)| \leq \Delta P \quad (4.86b)$$

Dabei sind $\bar{P}_{i_k}(t)$ und $\bar{P}_{j_k}(t)$ die gemittelten Werte des Parameters P von den Nachbar-elementen i_k und j_k , $k = a, b, c, \dots$, zur Zeit t , und ϵ bzw. ΔP eine vorgegebene relative bzw. absolute Fehlergrenze.

4.3.2 Adaptive Zeitschrittweiten

Die Ermittlung der Zeitschrittweiten ist von der Geschwindigkeit der Temperatur- und Spannungsänderung im Untersuchungsgebiet abhängig. Je schneller sich die Temperatur bzw. die Spannung ändert, desto kleiner müssen die Zeitschrittweiten für die Temperatur- bzw. Spannungsberechnung genommen werden, und umgekehrt. Bei der Temperaturberechnung werden die Zeitschrittweiten gemäß der in 4.1.2 dargestellten Methode adaptiv berechnet. Bei der Spannungsberechnung können die bei der Temperaturberechnung ermittelten Zeitschrittweiten genommen werden. Da sich die Spannung langsamer als die Temperatur im Betonbauwerken ändert, können größere Zeitschrittweiten für die Spannungsberechnung benutzt werden.

4.4 Der Datenfluss des Berechnungsablaufes

Die oben beschriebenen Methoden zur Berechnung der instationären Temperaturfelder und Spannungen bei RCC-Staumauern sind im Programm “Tesa” (Temperatur- und Spannungsanalyse), welches teilweise auf KASKADE [24] basiert ist, implementiert. Zur Spannungsberechnung wird zusätzlich das Programmpaket “Ansys” [4] benutzt. Der gesamte Berechnungsablauf wird durch “Tesa” gesteuert. Der Datenfluss bei der Temperatur- und Spannungsberechnung lässt sich gemäß Abb.4.8 veranschaulichen.

Zu den Bildflächen mit farbigen Rahmen

In Abb.4.8 dienen die Berechnungsabläufe oder Eingabedaten in den Einzelflächen mit unterschiedlichen farbigen Rahmen direkt oder indirekt der Temperatur- und Spannungsberechnung:

- Die Berechnungsabläufe in den Bildflächen mit schwarzem Rahmen dienen der Steuerung der Temperatur- bzw. Spannungsberechnung;
- Die Berechnungsabläufe oder Eingabedaten in den Bildflächen mit blauem Rahmen dienen direkt der Temperaturberechnung und indirekt über die Temperatur der Spannungsberechnung;
- Die Berechnungsabläufe oder Eingabedaten in den Bildflächen mit grünem Rahmen dienen direkt der Temperatur- und Spannungsberechnung;
- Die Berechnungsabläufe oder Eingabedaten in den Bildflächen mit rotem Rahmen dienen nur direkt der Spannungsberechnung;

Zu den Linien

Eine Linie mit Pfeilen an beiden Enden bedeutet, dass Datenflüsse in beiden Richtungen zwischen den mit dieser Linie verbundenen zwei Berechnungsabläufen bestehen. Eine Linie mit Punkt an einem Ende und Pfeil am anderen Ende bedeutet, dass der Datenfluss zwischen den mit dieser Linie verbundenen Berechnungsabläufen bzw. Eingabedaten einseitig ist, und zwar von mit dem Punkt verbundenem Berechnungsablauf bzw. Eingabedaten zum mit dem Pfeil angezeigten Berechnungsablauf;

Zu den Eingabedaten und Berechnungsabläufen

Die mit den Laufnummern versehenen einzelnen Eingabedaten und Berechnungsabläufe werden jeweils im Folgenden kurz erläutert:

LF Nr.	Bemerkungen
1	Wärmeleitfähigkeit κ : eine Konstante, ermittelt durch Laboruntersuchungen, siehe Abschnitt 2.2.1.
2	Spezifische Wärme c : eine Konstante, ermittelt durch Laboruntersuchungen, siehe Abschnitt 2.2.1.

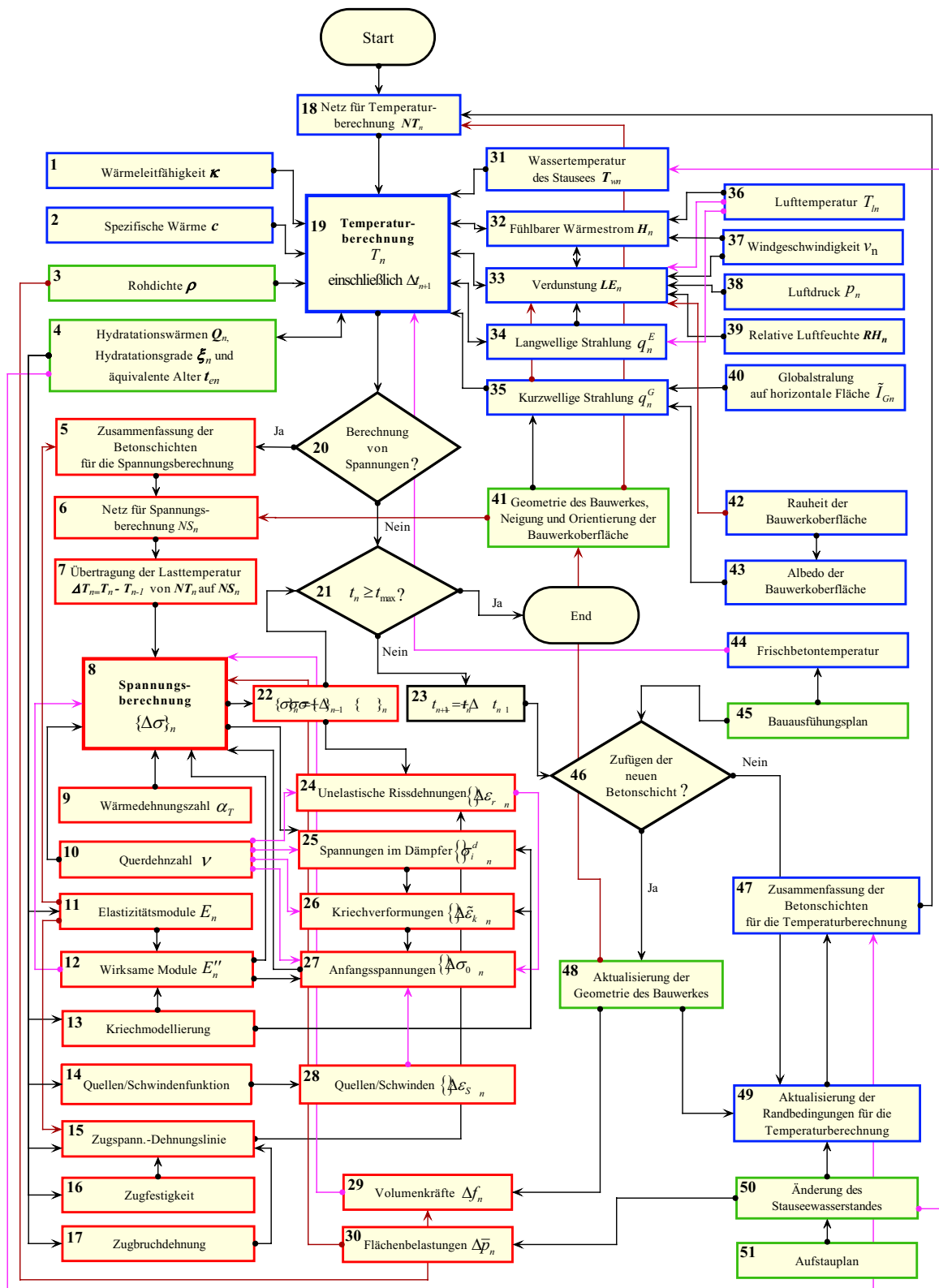


Abb. 4.8: Datenfluss bei der Temperatur- und Spannungs-berechnung

LF Nr.	Bemerkungen
3	Rohdichte ρ : eine Konstante, ermittelt durch Laboruntersuchungen.
4	Hydratationswärmern Q_n, Hydratationsgrade ξ_n und äquivalente Alter t_{en} : Die äquivalenten Alter t_{en} werden anhand von Gleichungen (4.38) bis (4.42) abgeschätzt. Bei t_{en} sind zwei Fälle zu unterscheiden, nämlich die äquivalenten Alter bei adiabatischen Randbedingungen $t_{en,a}$ und die äquivalenten Alter bei isothermen Randbedingungen $t_{en,i}$. Während $t_{en,a}$ für die Berechnung der Hydratationswärmern Q_n und der Hydratationsgrade ξ_n benutzt werden, sind $t_{en,i}$ erforderlich für die Berechnung von Festigkeiten, Elastizitätsmodulen, Kriechverformungen, Quellen/Schwinden, Zugspannungs-Dehnungslinie sowie Zugbruchdehnung. Für die Berechnung von $t_{en,i}$ wird eine Referenztemperatur $T_{ref} = 20$ °C angenommen. Mit berechneten $t_{en,a}$ können Q_n bzw. ξ_n anhand von (2.4) und (2.5) bzw. (2.17) ermittelt werden. Die Größen von $t_{en,a}$ und $t_{en,i}$ an jedem Knoten jedes Elementes werden berechnet und gespeichert.
5	Zusammenfassung der Betonschichten für die Spannungsberechnung : dafür wird das in Abschnitt 4.3.1 dargestellte lineare Modell benutzt, mit dem E-Modul des Betons als Kontrollparameter, siehe Abschnitt 4.3.1 und als Beispiel Abschnitt 5.6.4. Bei der Zusammenfassung der Betonschichten werden aus den Elementen der Nachbarbetonschichten größere Elemente erzeugt.
6	Netz für Spannungsberechnung NS_n : Wie z.B. Elementnetz mit Viereckelementen bei 2D-Spannungsberechnung oder Elementnetz mit Quaderelementen bei 3D-Spannungsberechnung. Das Elementnetz NS_n wird durch Zusammenfassung der Nachbarbetonschichten von NS_{n-1} erzeugt. Beim Zufügen der neuen Betonschicht werden Elemente des gleichen Typs ins NS_n zugefügt.
7	Übertragung der Lasttemperaturen $\Delta T_n = T_n - T_{n-1}$ von NT_n auf NS_n : Bei Verwendung von unterschiedlichen Netzen für die Temperatur- und Spannungsberechnung werden die Lasttemperaturen an den Knoten vom NS_n durch Interpolation im NT_n ermittelt. Dieses gilt auch für die E-Module, Hydratationsgrade und äquivalente Alter.
8	Spannungsberechnung $\{\Delta\sigma\}_n$: Berechnung der Spannungsänderungen im Zeit-intervall (t_{n-1}, t_n) . Siehe unten unter dem Titel "Zur Spannungsberechnung" für weitere detaillierte Informationen über die Spannungsberechnung.
9	Wärmedehnungszahl α_T : eine Konstante, ermittelt durch Laboruntersuchungen, siehe "Temperaturverformung und die Wärmedehnungszahl" unter Abschnitt 3.2.1.
10	Querdehnzahl ν : eine Konstante, ermittelt durch Laboruntersuchungen, siehe Abschnitt 3.6.3.
11	Elastizitätsmodule E_n : Die Entwicklungen der Elastizitätsmodule werden durch Laboruntersuchungen ermittelt und mit (3.41) oder (3.43) modelliert. Die äquivalenten Alter $t_{en,i}$ werden durch Interpolation im Netz NT_n ermittelt.
12	Wirksame Module E''_n : berechnet mit (4.58b) oder (4.67b).

LF Nr.	Bemerkungen
13	Kriechmodellierung: Die Kriechverformung des Betons wird durch Laboruntersuchungen ermittelt. Sie wird anhand des modifizierten Kelvin-Kette-Modells modelliert (siehe Seite 47 und 71) oder durch eine Dirichletsche Reihe (4.61) beschrieben.
14	Quellen/Schwindenfunktion: ermittelt durch Laboruntersuchungen, siehe “Schwinden/Quellen” unter Abschnitt 3.2.1.
15	Zugspann.-Dehnungslinie: ermittelt durch Laboruntersuchungen, siehe Abschnitt 3.4.4.
16	Zugfestigkeit: direkt ermittelt durch Laboruntersuchungen oder indirekt modelliert in Bezug auf die Druckfestigkeit mit (3.40).
17	Zugbruchdehnung: ermittelt durch Laboruntersuchungen, siehe Abschnitt 3.4.5.
18	Netz für Temperaturberechnung NT_n: Wie z.B. Elementnetz mit Dreieckelementen bei 2D-Temperaturberechnung. Das Elementnetz NT_n wird durch Zusammenfassung der Nachbarbetonschichten von NT_{n-1} erzeugt. Beim Zufügen der neuen Betonschicht werden Elemente des gleichen Typs ins NT_n zugefügt.
19	Temperaturberechnung T_n einschließlich Δt_{n+1}: Berechnung der Temperatur zum Zeitpunkt t_n und adaptive Ermittlung der nächsten Zeitschrittweite Δt_{n+1} . Siehe unten unter dem Titel “Zur Temperaturberechnung” für mehr Information über die Temperaturberechnung.
20	Berechnung von Spannungen?: Es wird überprüft, ob die Spannungen berechnet werden müssen oder bei nicht identischen Zeitschrittweiten für die Temperatur- und Spannungsberechnungen die Spannungsberechnung nach der n -ten Temperaturberechnung durchgeführt werden muss (siehe auch Abschnitt 5.6.5).
21	$t_n \geq t_{max}$?: Es wird überprüft, ob die Zeit t_n den vorgegebenen Endpunkt t_{max} erreicht oder überschreitet.
22	$\{\sigma\}_n = \{\sigma\}_{n-1} + \{\Delta\sigma\}_n$: Berechnungen der Spannungen zum Zeitpunkt t_n .
23	$t_{n+1} = t_n + \Delta t_{n+1}$: Berechnung von t_{n+1} . Es wird überprüft, ob t_{n+1} den vorgegebenen Endpunkt t_{max} oder einen vorgegebenen Kontrollzeitpunkt (Zeitpunkt für Ausgabe oder Zufügen der neuen Betonschichten) überschreitet. Die Zeitschrittweite Δt_{n+1} muss eventuell t_{max} oder dem vorgegebenen Kontrollzeitpunkt entsprechend geändert werden.
24	Unelastische Rissdehnungen $\{\Delta\varepsilon_r\}_n$: $\{\Delta\varepsilon_r\}_n = \{\varepsilon_r\}_n - \{\varepsilon_r\}_{n-1}$. Bei Verwendung eines Linear-Parabel-Modells zur Beschreibung der Zugspannungs-Dehnungslinie werden $\{\varepsilon_r\}_n$ und $\{\varepsilon_r\}_{n-1}$ anhand von (3.33) berechnet. Da die Spannungen $\{\sigma\}_n$ zum Zeitpunkt t_n die zu ermittelnden Unbekannten sind und $\{\varepsilon_r\}_n$ nichtlinear von $\{\sigma\}_n$ abhängig sind, müssen $\{\sigma\}_n$ und $\{\varepsilon_r\}_n$ iterativ berechnet werden.

LF Nr.	Bemerkungen
25	Spannungen im Dämpfer $\{\sigma_i^d\}_n$: berechnet anhand von (4.58d) oder (4.67d).
26	Kriechverformungen $\{\Delta\tilde{\epsilon}_k\}_n$: berechnet anhand von (4.58c) oder (4.67c).
27	Anfangsspannungen $\{\Delta\sigma_0\}_n$: berechnet mit (4.76b).
28	Quellen/Schwinden $\{\Delta\epsilon_S\}_n$: $\{\Delta\epsilon_S\}_n = \{\epsilon_S\}_n - \{\epsilon_S\}_{n-1}$.
29	Volumenkräfte Δf_n : Damit werden die Gewichte der beim Zufügen der neuen Betonschicht entstehenden Elemente berücksichtigt.
30	Flächenbelastungen $\Delta\bar{p}_n$: Damit werden die Änderungen des Wasserdrucks auf die Wasserseite der Staumauer sowie auf den Boden des Stausees bei einer Änderung des Stauseewasserstandes berücksichtigt.
31	Wassertemperatur des Stausees T_{wn} : abgeschätzt anhand von (2.112) bis (2.115).
32	Fühlbarer Wärmestrom H_n : berechnet bei Nichtberücksichtigung der Verdunstung mit (2.18) und bei Berücksichtigung der Verdunstung mit (2.104).
33	Verdunstung LE_n : iterativ ermittelt aus (2.85) zusammen mit (2.88) und (2.104) bei der Temperaturberechnung.
34	Langwellige Strahlung q_n^E : berechnet mit (2.72) .
35	Kurzwellige Strahlung q_n^G : berechnet mit (2.70).
36	Lufttemperatur T_{ln} : gemessen am Standort der Staumauer.
37	Windgeschwindigkeit v_n : gemessen am Standort der Staumauer.
38	Luftdruck p_n : gemessen am Standort der Staumauer.
39	Relative Luftfeuchte RH_n : gemessen am Standort der Staumauer.
40	Globalstrahlung auf horizontale Fläche I_{Gn} : gemessen am Standort der Staumauer oder abgeschätzt aus den anderen üblich erhältlichen meteorologischen Daten (Sonnenscheindauer, relative Luftfeuchte, Lufttemperatur, Luftdruck, etc.) anhand der in Abschnitt 2.4 dargestellten Modelle.
41	Geometrie des Bauwerkes, Neigung und Orientierung der Bauwerkoberfläche : aus der Bauplanung.
42	Rauheit der Bauwerkoberfläche : ermittelt durch Felduntersuchungen.
43	Albedo der Bauwerkoberfläche : ermittelt durch Felduntersuchungen. Dabei sind die Farbe und die Feuchtigkeit der zu untersuchenden Bauwerkoberfläche zu berücksichtigen.
44	Frischbetontemperatur : angegeben im Bauausführungsplan. Wegen ihrer großen Wirkungen auf die Spannungen in der Mauer ist sie selber ein Untersuchungsobjekt. Für unterschiedliche Bereiche in der Mauer müssen unterschiedliche Frischbetontemperaturen gewählt werden (siehe Abschnitt 5.7.3).
45	Bauausführungsplan : zeitliche Planung der Bauausführung mit den Angaben über Höhe, Dicke, Breite und Länge der Betonschichten sowie Frischbetontemperatur der jeweiligen Betonschicht.

LF Nr.	Bemerkungen
46	Zufügen der neuen Betonschicht?: Es wird überprüft, ob nach dem Bauausführungsplan ab dem Zeitpunkt t_n eine neue Betonschicht zugefügt werden muss.
47	Zusammenfassung der Betonschichten für die Temperaturberechnung: dafür wird auch das in Abschnitt 4.3.1 dargestellte lineare Modell benutzt, mit der Temperatur im Beton und dem Hydratationsgrad des Betons als Kontrollparameter, siehe Abschnitt 4.3.1 und als Beispiel Abschnitt 5.7. Bei der Zusammenfassung der Betonschichten werden aus den Elementen der Nachbarbetonschichten größere Elemente erzeugt.
48	Aktualisierung der Geometrie des Bauwerkes : Beim Zufügen einer neuen Betonschicht wird die Geometrie der zu untersuchenden Mauer entsprechend geändert.
49	Aktualisierung der Randbedingungen für die Temperaturberechnung: Beim Zufügen einer neuen Betonschicht oder bei der Änderung des Stauseewasserstandes werden die Randbedingungen der betroffenen Elemente entsprechend geändert.
50	Änderung des Stauseewasserstands: ermittelt nach dem Aufstauplan.
51	Aufstauplan: Damit wird angegeben, wann und wie der Stausee aufgestaut wird.

Zur Temperaturberechnung

Die Temperatur T_n zum Zeitpunkt t_n wird mit “Tesa” berechnet (Nr.19). Als Eingabedaten für die Temperaturberechnung sind vor allem die Materialeigenschaften (Nr.1 bis Nr.4), die meteorologischen Messdaten (Nr.36 bis Nr.40), die bauwerkbedingten Angaben (Nr.41 bis Nr.43), der Bauausführungsplan (Nr.45) und der Aufstauplan (Nr.51) bereitzustellen. Als Ausgaben bei jedem Zeitschritt zählen die Temperatur (T_n), äquivalente Alter des Betons bei isothermen und adiabatischen Bedingungen ($t_{en,i}$ und $t_{en,a}$) sowie adaptiv bestimmte Zeitschrittweite für den nächsten Zeitschritt (Δt_{n+1}).

Zur Spannungsberechnung

Die Spannungsänderungen $\{\Delta\sigma\}_n$ in jedem Zeitschritt werden mit “Ansys” berechnet (Nr.8). Als Eingaben dienen hauptsächlich folgende Daten:

- Elementnetz mit Viereckelementen (Nr.6). Bei der 3D-Berechnung wird das Elementnetz mit Quaderelementen durch Extrudieren dieses vorgegebenen ebenen Elementnetzes mit Viereckelementen erzeugt. Beim Extrudieren wird das ebene Netz (hier das Elementnetz mit Viereckelementen) in der x-y Ebene in die dritte Dimension des Raumes (die z-Richtung) herausgezogen. Dadurch wird aus der vorhandenen Fläche ein Volumen, das senkrecht an diese Fläche angrenzt, erzeugt. Das vorhandene ebene Netz wird als Grundlage mitgezogen und zu einem Netz von

Volumenelementen erweitert. Dabei wird aus jedem Viereckelement der Fläche ein Quaderelement im Raum. Zusätzlich wird noch eine Anzahl (n_u) angegeben, so dass gleichzeitig nicht nur ein angrenzendes Quaderelement, sondern eine ganze Folge von aneinanderhängenden Quaderelementen in z-Richtung erzeugt wird;

- Lasttemperatur ΔT_n (Nr.7) für jeden Knoten;
- Wirksame Elastizitätsmodule E_n'' (Nr.12), Querdehnzahl ν (Nr.10), Wärmedehnungszahl α_T (Nr.9) für jedes Element und gegebenenfalls, nämlich wenn eine neue Betonschicht zugefügt ist und Änderungen der Volumenkräfte $\{\Delta f\}_n$ (Nr.29) dabei entstehen, Rohdichte ρ (Nr.3) für jedes neue zugefügte Element; wirksame Elastizitätsmodule sind von Elastizitätsmodulen (Nr.11) und Kriecheigenschaften (Nr.13) des Betons abhängig und werden bei jedem Zeitschritt mit (4.58b) oder (4.67b) elementweise berechnet. Die dabei benutzten Betonalter sind die bei der Temperaturberechnung ermittelten äquivalenten Betonalter bei isothermen Bedingungen $t_{en,i}$ (Nr.4);
- Elementnummer der Elemente, bei denen die Flächenbelastungen geändert wurden, und die Größen der Flächenbelastungsänderungen $\{\Delta \bar{p}\}_n$ (Nr.30), welche nur dann auftauchen, wenn sich der Stauseewasserstand geändert hat;
- Anfangsspannungen $\{\Delta \sigma_0\}_n$ (Nr.27) für die Integrationspunkte jedes Elements bei jedem Zeitschritt. $\{\Delta \sigma_0\}_n$ werden mit 4.76b berechnet. Dabei werden wirksame Elastizitätsmodule (Nr.12) mit (4.58b) oder (4.67b), Verzerrungsänderungen infolge des Kriechens $\{\Delta \tilde{\varepsilon}_k\}_n$ (Nr.26) mit (4.58c) oder (4.67c), Verzerrungsänderungen infolge unelastischer Rissdehnung $\{\Delta \varepsilon_r\}_n$ (Nr.24) mit (4.78) und Verzerrungsänderungen infolge des Schwindens/Quellens $\{\Delta \varepsilon_S\}_n$ (Nr.28) anhand einer vorgegebenen Schwinden-/Quellenfunktion berechnet.

5

Parameter- und Fallstudie

In diesem Kapitel werden die mit den Programmen “Tesa” und “Ansys” berechneten instationären Temperaturfelder und Spannungen bei einer RCC-Staumauer dokumentiert, ausgewertet und diskutiert. Dabei werden die Schwerpunkte auf die Methoden zur Reduzierung des Rechenaufwands und die Wirkungen der klimatischen Bedingungen (Lufttemperatur, Sonnenstrahlung und Wind) sowie konstruktions- und bauausführungsbezogenen Parameter (Frischbetontemperatur, Zeitdauer der Sprühwasserkühlung und Abstand der Querfugen) auf die Temperatur und Spannungen in der Mauer gelegt.

5.1 Das Untersuchungsobjekt

Bei der vorliegenden Arbeit wurde ein fiktiver Damm untersucht, da die für die Untersuchung benötigten Daten wegen deren Verfügbarkeit aus verschiedenen Quellen entnommen werden mussten. Dabei wurden die Abmessungen und die Materialeigenschaften für die Longtan-RCC-Staumauer benutzt. Die meteorologischen Daten waren für die Baustelle der Longtan-RCC-Staumauer außer der Monatsmittel der Lufttemperatur nicht verfügbar und mussten daher aus einer anderen Quelle (siehe Abschnitt 5.3.1) entnommen werden. Dies dürfte für eine Parameter- und Fallstudie ohne Beschränkung der Allgemeinheit zulässig sein.

Die Longtan-RCC-Staumauer ist zur Zeit die höchste RCC-Staumauer im Entwurf bzw. im Bau. Sie liegt am Oberlauf des Hongshui-Flusses, Guangxi, V.R.China. Die maximale Staumauerhöhe beträgt 192 m in der ersten Baustufe. Abb.5.1 zeigt die Gestaltung einer deren nichtüberströmbaren Gewichtsstaumauer. “CMC” in der Abb.5.1 bedeutet konventioneller Massenbeton (conventional mass concrete). “CMC” wird für die Pufferschicht zwischen RCC und Baugrund sowie für den Oberflächenschutz der Wasser- und Luftseite der Mauer benutzt. Die Dicke des CMC für den Oberflächenschutz beträgt 1 m auf der Wasserseite und 0.5 m auf der Luftseite.

Die Temperatur- und Spannungsentwicklung in der Mauer wurden anhand der Programme “Tesa” und “Ansys” untersucht. Für die Temperaturberechnung wurde das Programm “Tesa” benutzt. Mit der Tatsache, dass die Abmessung der Mauer in Längsrichtung ein Vielfaches der Breite in Querrichtung beträgt, wurde die Temperaturberechnung anhand

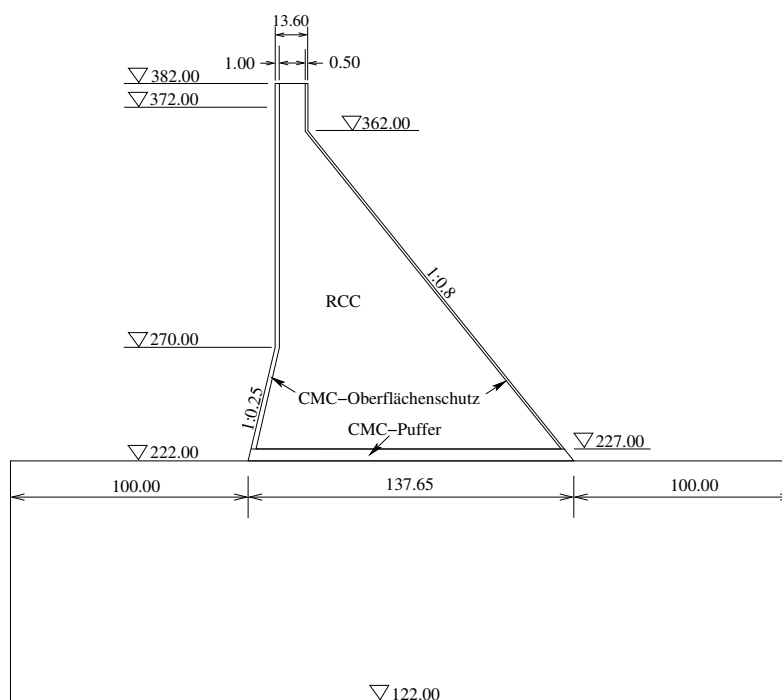


Abb. 5.1: Ausgewählter Querschnitt der nichtüberströmbaren Mauer, Longtan-RCC-Talsperre (mit den für das Berechnungsbeispiel zugrunde gelegten Abmessungen in m)

eines zweidimensionalen Modells durchgeführt. Für die Spannungsberechnung wurde neben “Tesa” noch das Programmpaket “Ansys” verwendet. Bei der Spannungsberechnung wurde die Mauer für zwei Szenarien, nämlich mit und ohne Querfugen, untersucht. Die Verformungen und Spannungen in der Mauer wurden beim Szenario mit Querfugen anhand eines dreidimensionalen Modells und beim Szenario ohne Querfugen anhand des Modells mit ebenem Verzerrungszustand berechnet. Die bei der zweidimensionalen Temperaturberechnung ermittelten Temperaturänderungen zwischen jeweiligen zwei oder mehr nacheinander folgenden Zeitschritten wurden als Lasttemperatur für die zwei- und dreidimensionalen Spannungsberechnungen verwendet.

5.2 Materialeigenschaften

Die bei der vorliegenden Arbeit verwendeten thermischen und mechanischen Eigenschaften von Walzbeton (Roller Compacted Concrete, RCC) und konventionellem Beton (Conventional Mass Concrete, CMC) sowie Baugrund wurden aus der Literatur [158] und [159] entnommen.

5.2.1 Thermische Materialeigenschaften

Die Entwicklung der Hydratationswärme wurde anhand von (2.4) und (2.5) durch Auswertung der Versuchsdaten für den adiabatischen Temperaturanstieg ermittelt:

$$Q = c\rho T_{ad} = a \cdot \exp(-b/t_e^n) \quad (5.1)$$

Die Regressionskonstante a , b und n für RCC und CMC sind in Tabelle 5.1 eingetragen.

Tabelle 5.1: Regressionskonstanten für Hydratationswärmeentwicklung

Betontyp	a	b	n
CMC	26.8150	8.9412	0.925781
RCC	16.8822	14.9621	0.871875

Die übrigen für die Temperaturberechnung benötigten thermischen Parameter sind in Tabelle 5.2 angegeben.

Tabelle 5.2: Thermische Parameter für die Berechnung der Temperaturfelder

Parameter	Einheit	RCC	CMC	Baugrund
Wärmeleitfähigkeit κ	$\text{kJ}/(\text{m}\cdot\text{K}\cdot\text{h})$	9.270	9.270	8.374
spezifische Wärme c	$\text{kJ}/(\text{kg}\cdot\text{K})$	0.9673	0.9672	0.9672
Rohdichte ρ	kg/m^3	2400.0	2450.0	2400.0

5.2.2 Mechanische Materialeigenschaften

Elastizitätsmodule und Festigkeiten

Die Druckelastizitätsmodule von RCC und CMC sind in Tabelle 5.3 angegeben. Die Elastizitätsmodule von RCC und CMC unter Zugbeanspruchungen wurden, wie in Abschnitt 3.4.2 erläutert, den Elastizitätsmodulen von RCC und CMC unter Druckbeanspruchungen gleich gesetzt. Durch Auswertung der Versuchsdaten wurde festgestellt, dass mit (3.43) die zeitliche Entwicklung des Druckelastizitätsmoduls besser als mit (3.41) oder (3.42) beschrieben werden konnte (siehe Abb.5.2 und Abb.5.3).

Tabelle 5.3: Druckelastizitätsmodule (GPa)

Art des Betons	Betonalter (Tag)			
	7	28	90	180
CMC	19.01	25.06	29.69	31.84
RCC	26.97	35.56	42.12	45.17

Die Druckfestigkeit von RCC ist in Tabelle 5.4 und Abb.5.4 angegeben. In Abb.5.4 ist zu erkennen, dass der zeitliche Verlauf der Druckfestigkeit mit der von MC 90 [36] vorgeschlagenen Beziehung (3.39) gut beschrieben werden kann. Aus der Literatur war nur die Zugfestigkeit von RCC im Alter von 90 Tagen bekannt, $f_z(90) = 3.1 \text{ MPa}$, daher wurde die Beziehung (3.40) benutzt, um in Bezug auf die Druckfestigkeit die Zugfestigkeit von RCC bei einem anderen Alter abzuschätzen. Aus der Druckfestigkeit und Zugfestigkeit im Alter von 90 Tagen, nämlich $f_z(90)$ und $f_D(90)$, ergab sich der Koeffizient c_z :

$$c_z = f_z(90)/(f_D(90))^{2/3} = 3.1/(28.5)^{2/3} = 0.33$$

Dieser Wert von c_z lag nahe der oberen Schranke vom in [138] angegebenen Wertebereich für c_z .

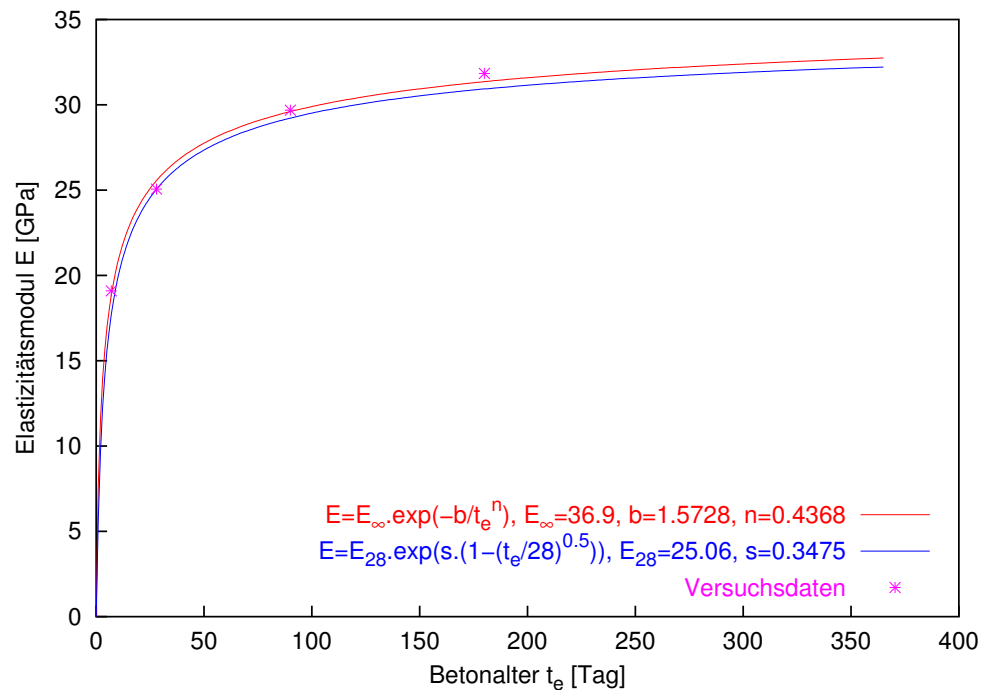


Abb. 5.2: Zeitliche Entwicklung des Druckelastizitätsmoduls von CMC

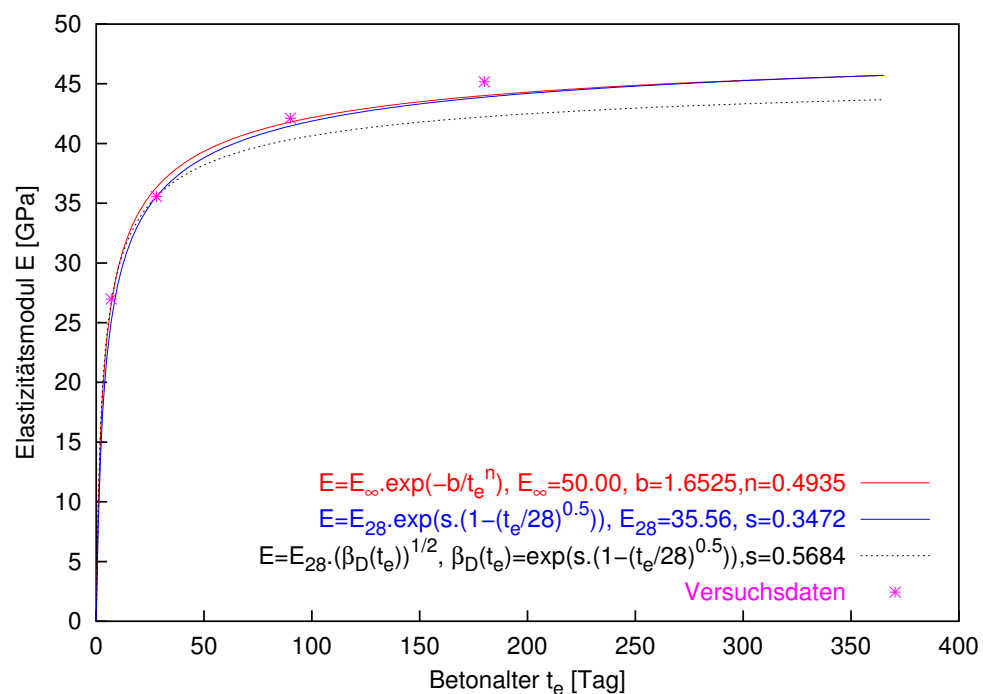


Abb. 5.3: Zeitliche Entwicklung des Druckelastizitätsmoduls von RCC

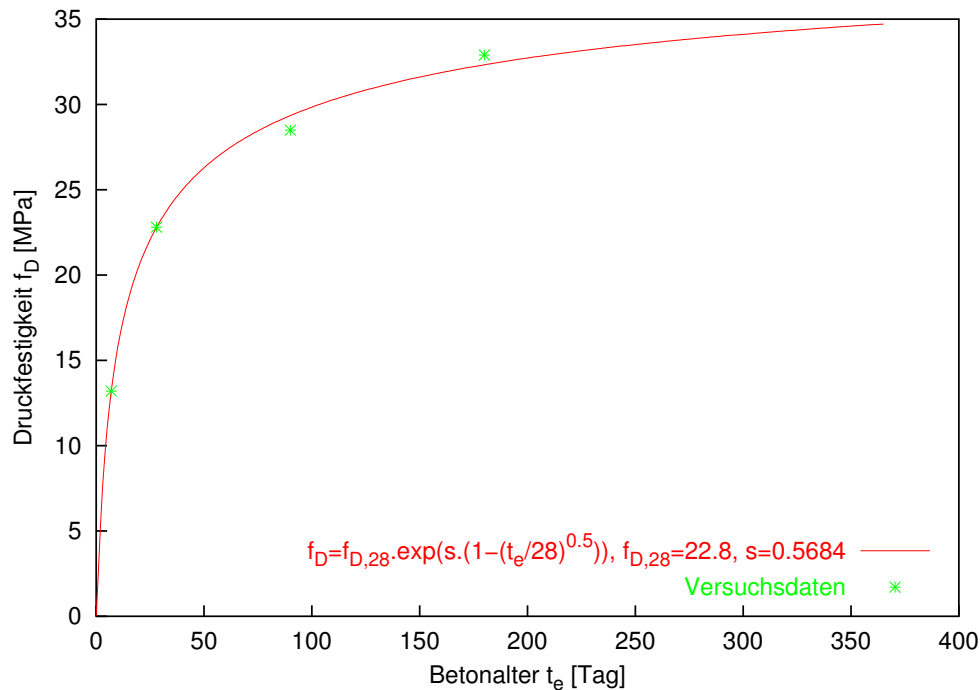


Abb. 5.4: Zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit von RCC

Tabelle 5.4: Druckfestigkeit von RCC (MPa)

Art des Betons	Betonalter (Tag)			
	7	28	90	180
RCC	13.2	22.8	28.5	32.9

Keine Messdaten waren für die Druckfestigkeit und Zugfestigkeit von CMC verfügbar. Aus der Literatur war nur bekannt, dass die Festigkeitsklasse für RCC bei 90 Tagen C20 war, während die Festigkeitsklasse für CMC bei 90 Tagen C25 sein sollte. Daher konnte angenommen werden, dass die Druck- und Zugfestigkeiten von CMC nicht kleiner als diejenigen von RCC sein sollten. Der Einfachheit halber wurden die Festigkeiten für CMC in der vorliegenden Arbeit gleich den Festigkeiten von RCC gesetzt.

In Abb.5.4 ist zu sehen, dass die Regressionskonstante $s = 0.5684$ viel größer als die in MC 90 [36] angegebene obere Schranke (0.38) für den Normalbeton ist. Das bedeutet, dass sich die Druckfestigkeit vom in der Longtan-RCC-Staumauer benutzten RCC viel langsamer als Normalbeton entwickelte. Diese Tendenz gilt auch für die zeitliche Entwicklung des Elastizitätsmoduls und der Zugfestigkeit vom RCC und ist deutlich an der zeitlichen Entwicklung der relativen Eigenschaften (Elastizitätsmodul und Festigkeiten) vom RCC zu sehen (siehe Abb.5.5). Während für Normalbeton die Kurve des relativen Elastizitätsmoduls nach unten gekrümmt ist und die Kurve der relativen Zugfestigkeit ebenfalls nach unten krümmt ist oder einen linearen Verlauf aufweist, sind die Kurven für die relativen Eigenschaften vom in der Longtan-RCC-Staumauer benutzten RCC alle nach oben gekrümmt. Dieses dürfte daran liegen, dass der in der Longtan-RCC-Staumauer be-

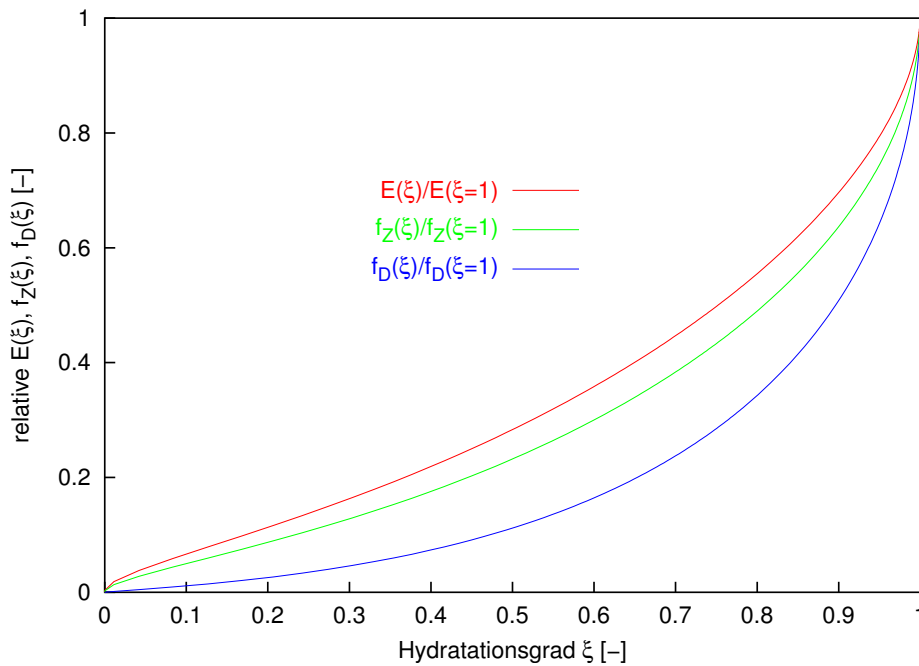


Abb. 5.5: Entwicklung von Elastizitätsmodul, Zug- und Druckfestigkeit von RCC

nutzte RCC großen Gehalt (60% im Gewicht) an Flugasche enthielt, was zu einer deutlich verlangsamten Entwicklung der mechanischen Eigenschaften des Betons führte.

Kriechverhalten

Zu der vorliegenden Arbeit wurde (4.61) benutzt, um die Kriechfunktion für CMC und RCC zu formulieren. Wie in der Literatur [159] wurde $n_k = 3$ gewählt und folgende Formulierung verwendet, um das Kriechverhalten $C(t, \tau)$ in (4.61) zu beschreiben:

$$\begin{aligned}
 C(t, \tau) &= \sum_{i=1}^3 \phi_i(\tau) \{1 - \exp(-R_i(\tau)(t - \tau))\} \\
 \phi_1(\tau) &= A_0 + A_1/\tau + A_2/\tau^2 \\
 \phi_2(\tau) &= B_0 + B_1/\tau + B_2/\tau^2 \\
 \phi_3(\tau) &= D_0 \exp(-k_3\tau) \\
 R_1(\tau) &= k_1, \quad R_2(\tau) = k_2, \quad R_3(\tau) = k_3
 \end{aligned} \tag{5.2}$$

Dabei sind A_i , B_i , $i = 0, 1, 2$, D_0 und k_i , $i = 1, 2, 3$, Regressionskonstanten und durch Least-Square-Fit an Kriechversuchsdaten ermittelt (siehe Tabelle 5.5).

Tabelle 5.5: Regressionskonstante für das Kriechverhalten von CMC und RCC (10^{-5})

	A_0	A_1	A_2	B_0	B_1	B_2	D_0	K_1	K_2	K_3
CMC	0.022754	5.231	0.0	0.60662	1.6839	0.0	1.0166	1.315	0.21273	0.05172
RCC	0.946870	5.387	0.0	0.0	3.5895	0.0	2.9563	0.571	0.00330	0.05975

Es wurde angenommen, dass (5.2) für den Beton sowohl unter Druckbeanspruchungen als auch unter Zugbeanspruchungen galt.

5.2.3 Weitere Materialparameter und Vereinfachungen

Wegen des Mangels an Versuchsdaten wurden in der vorliegenden Arbeit bei der Spannungsberechnung die Betonverformungen infolge Rissbildung bei hohem Belastungsgrad, Quellen/Schwinden und Übergangskriechen nicht berücksichtigt.

Für den Baugrund wurde wie in [159] ein Elastizitätsmodul von 20 GPa angenommen.

Die übrigen bei der Spannungsberechnung verwendeten Materialparameter wurden wie in [159] für CMC, RCC und Baugrund gleich angenommen und wie folgt definiert:

- Querdehnzahl und Kriechquerdehnzahl: 0.163
- Temperaturdehnzahl: $0.7 \times 10^{-5} \text{ 1/K}$

5.3 Rand- und Anfangsbedingungen

5.3.1 Thermische Rand- und Anfangsbedingungen

Neumannsche Randbedingungen

Die mit "N1" bezeichneten (Abb.5.6) Ränder wurden als isolierte Ränder betrachtet, d.h., dort fand kein Wärmeaustausch statt.

Cauchy-Neumannsche Randbedingungen

Die mit "C1", "C2", "C3", "C4" und "C5" bezeichneten Ränder wurden als Cauchy-Neumannsche Ränder behandelt. Für sie waren (2.108) oder (2.109) zu erfüllen und sowohl die Cauchyschen Randbedingungen (Wärmeaustausch zwischen dem Bauwerk/Baugrund und

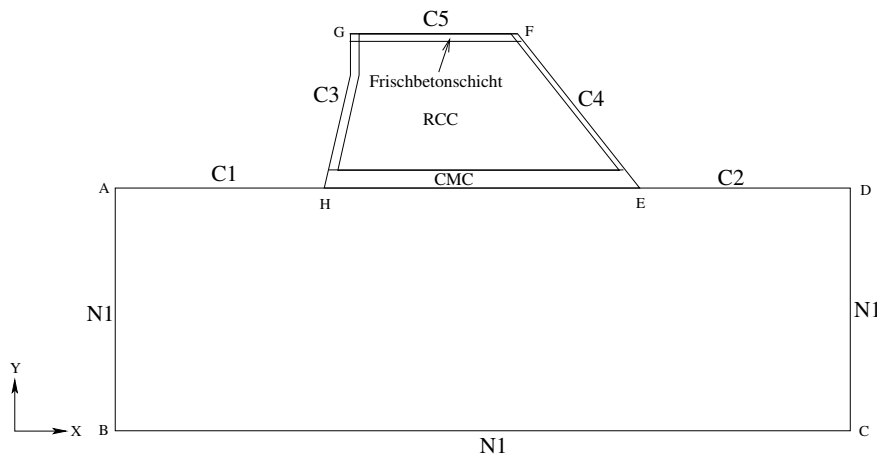


Abb. 5.6: Randbedingungen bei Temperaturberechnungen

der Luft) als auch die Neumannschen Randbedingungen (vorgegebene Wärmeflüsse: Sonnenstrahlung und Verdunstung) zu berücksichtigen. Wegen des Mangels an meteorologischen Daten an oder nahe der Baustelle der Longtan-RCC-Staumauer wurden die dazu benötigten meteorologischen Daten aus dem Web-Dienst von NTUA (Department of Water Resources, Hydraulic & Maritime Engineering, Faculty of Civil Engineering, National Technical University of Athen, 37°58'26"N, 23°47'16"E, Höhe 219 müNN) entnommen[115]. Der Grund, dass die meteorologischen Daten an NTUA für die Parameter- und Fallstudie ausgewählt wurden, lag noch daran, dass an NTUA verschiedene meteorologische Messdaten, vor allem die Messdaten von Globalsonnenstrahlung, von einem längeren Zeitraum vorhanden und ausnahmsweise der Öffentlichkeit kostenlos zugänglich waren. Die Stundenmittel der gemessenen Daten von Lufttemperatur, Luftdruck, relativer Luftfeuchte, Windgeschwindigkeit, Sonnenscheindauer und Globalsonnenstrahlung auf horizontale Fläche für den Zeitraum vom 01.10.1996 bis 30.09.1999 und vom 01.01.2002 bis 31.12.2002 wurden dabei benutzt.

Für den zu untersuchenden Zeitraum waren die Messungen der Globalsonnenstrahlung auf horizontale Fläche nicht vollständig. Die fehlenden Werte wurden anhand der in Abschnitt 2.4 dargestellten Ansätze berechnet und ergänzt. Dabei wurden die Messungen von Lufttemperatur, Luftdruck, relativer Luftfeuchte und Sonnenscheindauer als Eingabe für die Berechnungen verwendet. Es wurde festgestellt, dass die berechneten und die gemessenen Werte der Globalsonnenstrahlung eine gute Übereinstimmung an den wolkenlosen Tagen hatten, während an manchen bewölkten Tagen die Unterschiede zwischen den beiden erheblich waren. Dies könnte daran liegen, dass die Wirkung der Bewölkung nur vereinfacht anhand der gemessenen Sonnenscheindauer abgeschätzt werden konnte, da die Arten der Wolken nicht zur Verfügung standen.

Die Stundenmittel der Globalsonnenstrahlungen auf geneigte Bauwerkoberflächen (wie z.B. Luft- und Wasserseite der Staumauer) wurden anhand der in Abschnitt 2.4 dargestellten Ansätze berechnet. Dabei wurde angenommen, dass die Wasserseite der Staumauer nach Westen oder Südosten und die Luftseite der Staumauer entsprechend nach Osten oder Nordwesten orientiert waren. Es muss hier erwähnt werden, dass die Wasser- oder Luftseite einer Gewichtsstaumauer normalerweise jeweils nur nach einer Richtung orientiert ist. Zwecks der Fall- und Parameterstudie wurden in der vorliegenden Arbeit unterschiedliche Orientierungen für Wasser- oder Luftseite verwendet. In Abb.5.7 und Abb.5.8 sind zur Platzersparnis und Veranschaulichung nur die Tagesmittel der berechneten Globalsonnenstrahlungen auf nach verschiedenen Richtungen orientierte Bauwerkoberflächen für den Zeitraum vom 01.10.1998 bis 30.09.1999 und vom 01.01.2002 bis 31.12.2002 aufgetragen.

Es wurde angenommen, dass die Metallschalung bei der Betonierung des CMC-Oberflächenschutzes benutzt wurde. Die Wirkungen der Schalung auf die Temperatur und Spannungen in der Mauer wurden nicht berücksichtigt.

Es wurde noch angenommen, dass die Betonoberfläche während der frühen Erhärtungszeit und gegebenenfalls auch während der warmen Jahreszeit kontinuierlich und flächen-

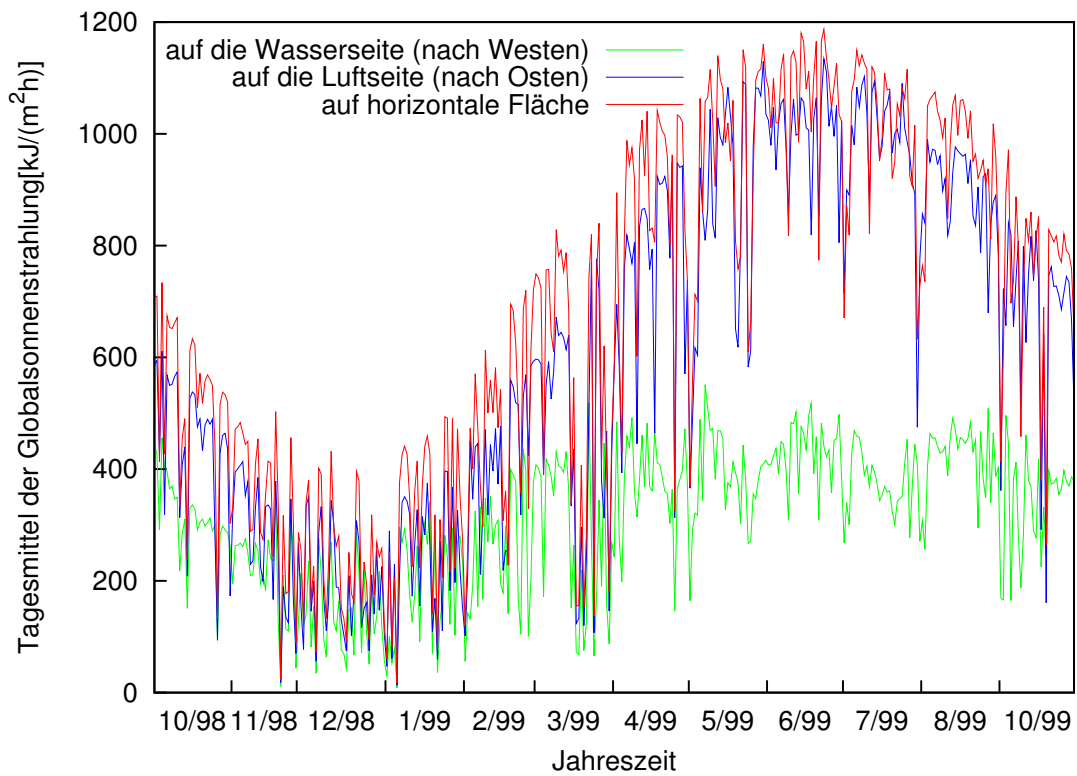


Abb. 5.7: Tagesmittel der Globalsonnenstrahlungen

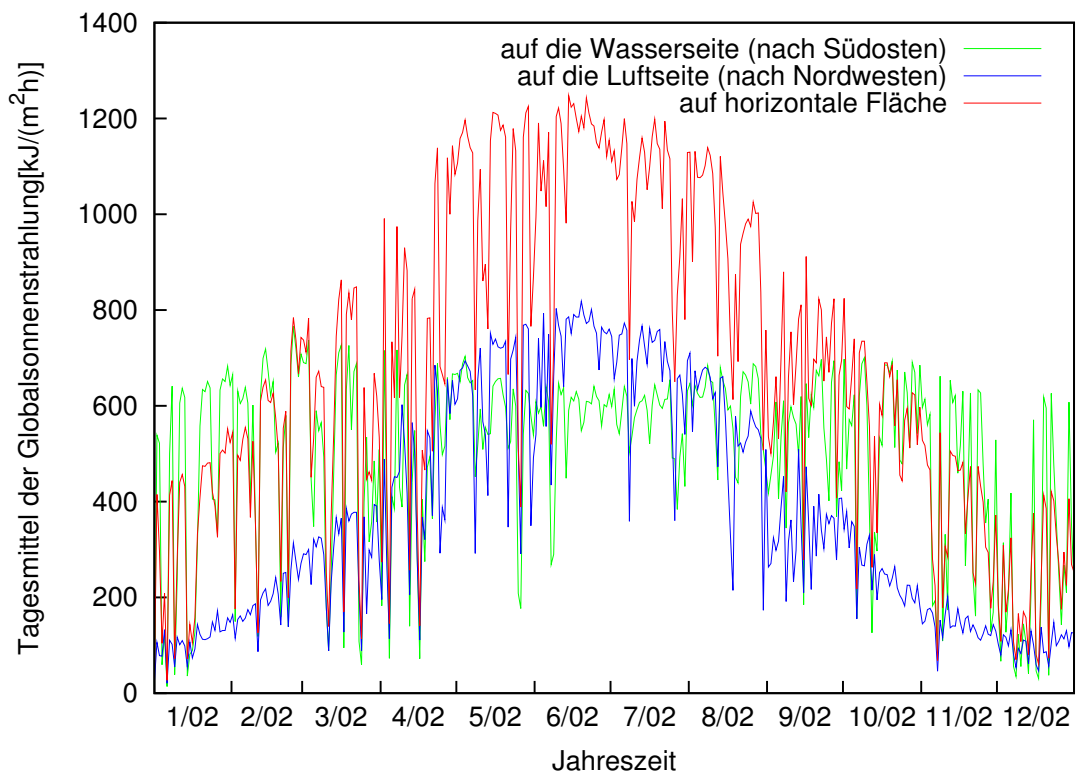


Abb. 5.8: Tagesmittel der Globalsonnenstrahlungen

deckend mit Wasser besprüht und deshalb immer feucht gehalten wurde, d.h., genügendes Wasser auf der Betonoberfläche für die Verdunstung zur Verfügung stand. Es wurde weiterhin angenommen, dass das Wasser sehr fein verteilt auf die Betonoberfläche besprüht wurde, so dass nur ein dünner Wasserfilm entstand, dessen Temperatur annähernd der jeweiligen Temperatur der Betonoberfläche entsprach. Unter diesen Voraussetzungen wurde die stündliche Verdunstung auf der Betonoberfläche anhand der in 2.6 dargestellten Methoden ((2.85) und (2.88) bis (2.103)) berechnet. Dabei wurden die Stundenmittel der Messdaten für Windgeschwindigkeit, Lufttemperatur, Luftdruck, relative Luftfeuchte, Globalsonnenstrahlung auf horizontale Fläche sowie die Stundenmittel der berechneten Globalsonnenstrahlung auf die Luft- und Wasserseite der Staumauer eingesetzt.

Die für die Berechnung der Verdunstung benötigte Oberflächenrauheitshöhe z_0 wurde anhand (2.96) berechnet. Dabei wurde angenommen, dass $C = 8$ war und $k_s = 1$ bis 6 mm bzw. 6 bis 20 mm für glatte bzw. rauhe Betonoberfläche lag [52]. Dem entsprechend betrug $z_0 = 0.125$ bis 0.75 mm bzw. 0.75 bis 2.5 mm für glatte bzw. rauhe Betonoberfläche.

Die Albedo oder das Reflexionsvermögen der Betonoberfläche bzgl. Globalsonnenstrahlung wurde für befeuchtete Betonoberfläche zwischen 0.1 und 0.2 und für trockene Betonoberfläche zwischen 0.4 und 0.5 variiert. Dabei wurde jeweils nur ein konstanter Wert für die Albedo benutzt.

Dirichletsche Randbedingung

Es wurde angenommen, dass der Stausee gleich nach der Vollendung der Bauausführung der Staumauer innerhalb eines Jahres kontinuierlich von der Höhe 222 müNN bis zur Höhe 372 müNN gestaut wurde. Der in Abb.5.6 mit "C1" bezeichnete Rand und der Teil des mit "C3" bezeichneten Randes, welcher unter dem Staupegel lag, wurden zum Dirichletschen Rand, bei dem die Temperatur der Staumauer die Wassertemperatur annahm. Numerisch wurde diese Dirichletsche Randbedingung in der vorliegenden Arbeit durch die Cauchysche Randbedingung (2.111) ersetzt. Dabei wurde $\alpha_w = 1000$ kJ/(m²·K·h) angenommen. Die Wassertemperatur des Stausees wurde anhand der in Abschnitt 2.8 vorgestellten Methode mit $T_s = T_{ma} + \Delta T = 17.5 + 3 = 20.5$ °C und $T_b = 12$ °C berechnet.

Anfangstemperatur

Die Anfangstemperatur des Frischbetons (Frischbetontemperatur T_{0b}) wurde mit zwei Methoden kontrolliert:

- **Die Höchst- T_0 -Methode:** Dabei wurde die Frischbetontemperatur so bestimmt, dass sie eine vorgegebene Kontrolltemperatur T_0 (wie z.B. $T_0 = 10$ °C) nicht überschritt. Wenn die durchschnittliche Lufttemperatur T_l während der Betonierung der jeweiligen Betonschicht nicht höher als diese Kontrolltemperatur lag, nahm die Frischbetontemperatur T_l an, ansonsten wurde durch bestimmte Maßnahmen (z.B. Eismischung) die Kontrolltemperatur eingehalten;
- **Die Konstant- T_0 -Methode:** Dabei wurde die Frischbetontemperatur streng an die Kontrolltemperatur T_0 gehalten. Das bedeutet, dass nicht nur bei warmer Jah-

reszeit Maßnahmen zur Absenkung der Frischbetontemperatur sondern auch bei kühler oder kalter Jahreszeit Maßnahmen zur Erhöhung der Frischbetontemperatur ergriffen werden mussten.

Der Einfachheit halber wurde angenommen, dass die Betonschicht zum Beginn des Betonierungstages (um 7:30 Uhr) auf einmal eingebracht und verdichtet wurde, und der CMC-Oberflächenschutz gleichzeitig mit der RCC-Schicht auf der gleichen Höhe betoniert wurde. Die Anfangstemperatur für CMC und RCC auf der gleichen Höhe waren gleich.

Die Anfangstemperatur im Baugrund wurde durch eine eindimensionale Simulationsberechnung bestimmt. Dabei wurden als die thermischen Parameter für den Baugrund die in Tabelle 5.2 angegebenen Werte angenommen. Bei der Cauchy'schen Randbedingung wurde nur der Jahresgang der Lufttemperatur berücksichtigt. Die Wirkung der Sonnenstrahlung und Verdunstung wurde nicht in Betracht gezogen. Der Jahresgang der Lufttemperatur wurde anhand der Untersuchung der Lufttemperaturmessungen vom 1.10.1996 bis 30.9.1999 mit einer Fourierschen Reihe simuliert. Der Gesamtwärmeübergangskoeffizient α_α wurde mit der Gleichung (2.110) bei einer gemittelten Windgeschwindigkeit von 3.06 m/s für den Zeitraum vom 1.10.1996 bis 30.9.1999 berechnet. Die räumlichen und zeitlichen Temperaturverteilungen im Baugrund bei einer Anfangstemperatur von 20 °C sind in Abb.5.9 und Abb.5.10 dargestellt. Es ist zu sehen, dass der Jahresgang der Lufttemperatur eine Einflusstiefe von 20 m ausbildete und bis zum stabilen Zustand eine lange Zeit (200 Jahre) benötigt wurde.

5.3.2 Rand- und Anfangsbedingungen der Spannungsberechnung

Für die zweidimensionale Spannungs-Dehnungsberechnung wurde das Modell des ebenen Verzerrungszustandes benutzt. Dabei wurde angenommen, dass an den Rändern A–B und C–D (Abb.5.6) die Verschieblichkeit der Knoten in x-Richtung gleich null war, und die Knoten des Randes B–C in x- und y-Richtung festgehalten wurden. Bei der dreidimensionalen Spannungs-Dehnungsberechnung war an den vertikalen Ebenen ABCDEFGH (aus Symmetriegründen) und A'B'C'D'E'H' (Abb.5.11) die Verschieblichkeit der Knoten in z-Richtung gleich null. Die Knoten auf der Ebene BCC'B'C in x-, y- und z-Richtung, auf den Ebenen ABB'A' und DCC'D' in x-Richtung wurden festgehalten.

Es wurde angenommen, dass die Spannungen im Beton der neu betonierten Schicht gleich null ist. Auch der Baugrund vor dem Beginn der Bauausführung wurde als unbelastet betrachtet.

5.4 Elementnetz

Für die Temperaturberechnungen wurden Elementnetze mit linearen Dreieckselementen benutzt. Für die Spannungsberechnungen wurden Elementnetze mit linearen Viereckselementen bei zweidimensionalen Fällen und mit linearen Quaderelementen bei dreidimensionalen Fällen eingesetzt. Die Elementnetze wurden bei der Temperatur- und Span-

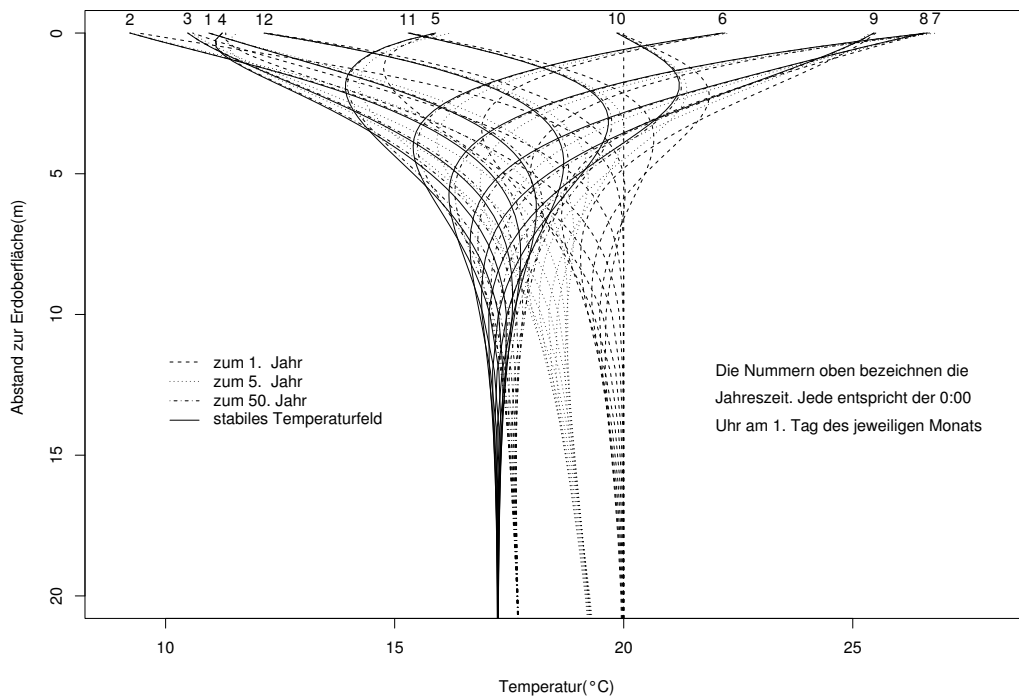


Abb. 5.9: Die räumlichen Verteilungen der Temperatur im Baugrund ohne darüber errichtete Mauer

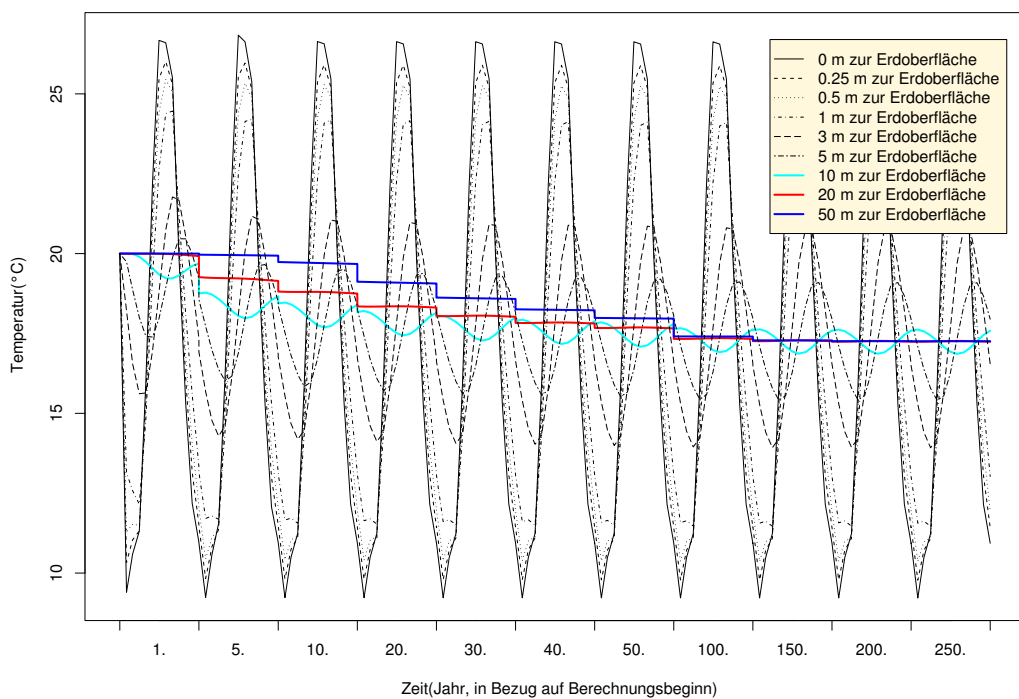


Abb. 5.10: Der zeitliche Verlauf der Temperatur in den verschiedenen Tiefen im Baugrund

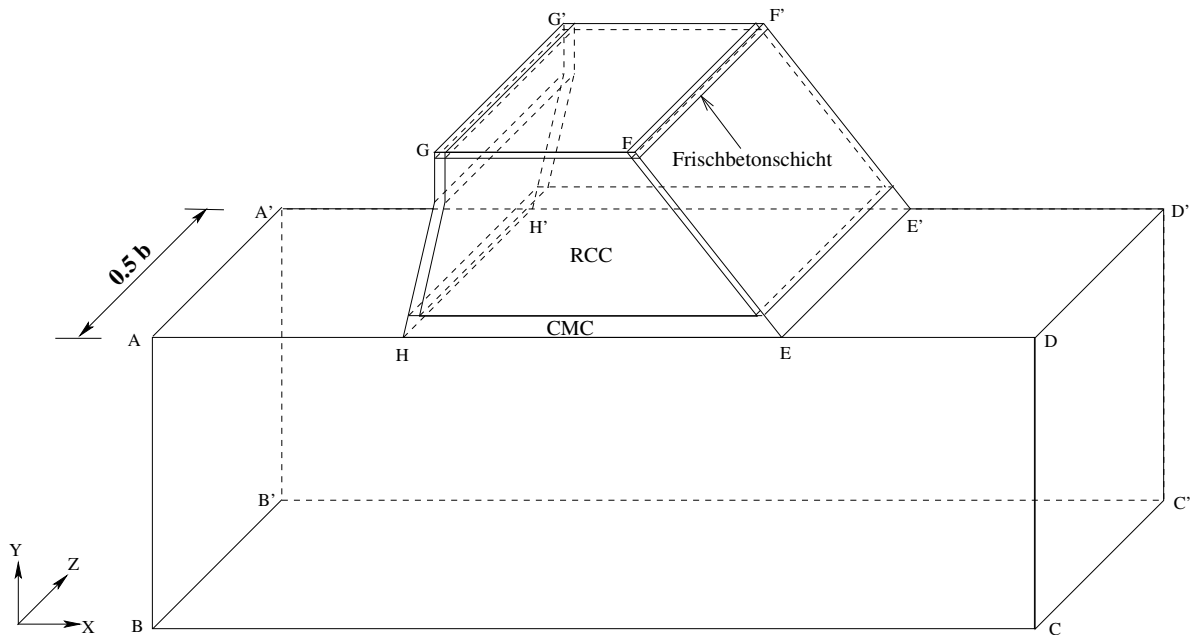


Abb. 5.11: Skizze zur Randbedingungen bei 3D-Spannungsberechnungen

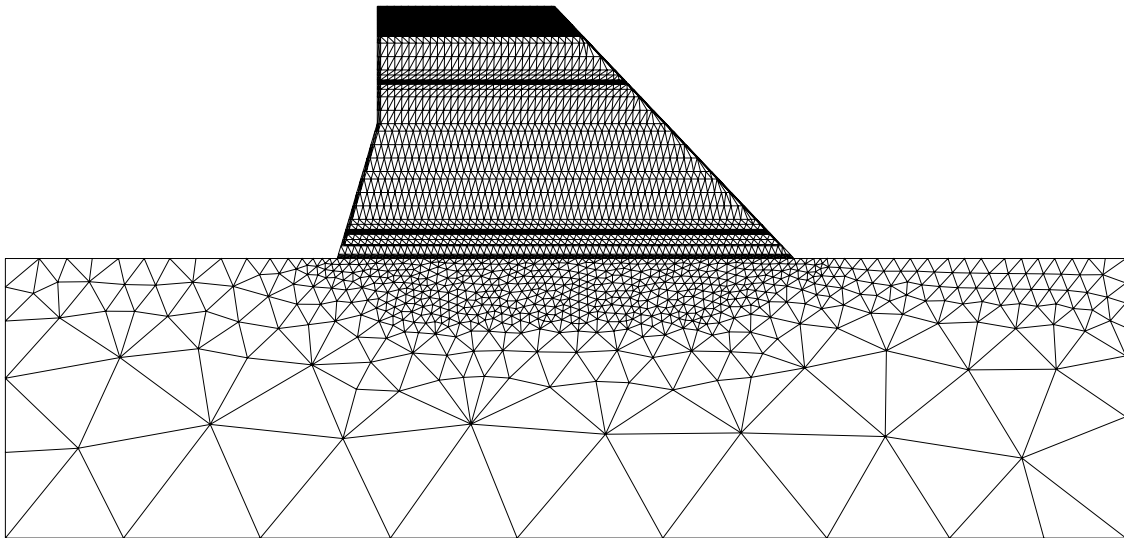


Abb. 5.12: Elementnetz bei der Temperaturberechnung

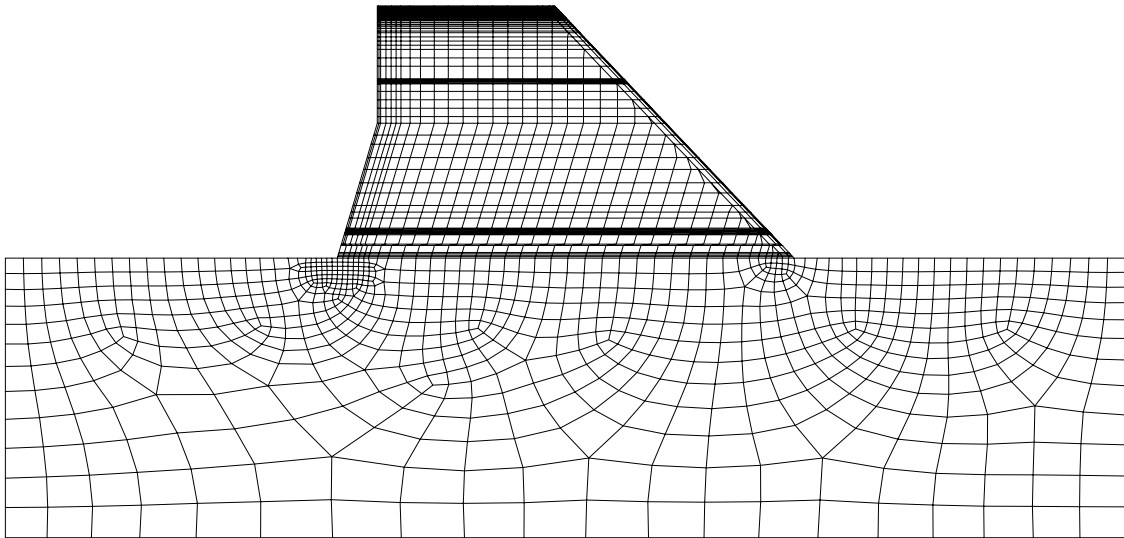


Abb. 5.13: Elementnetz bei der zweidimensionalen Spannungsberechnung

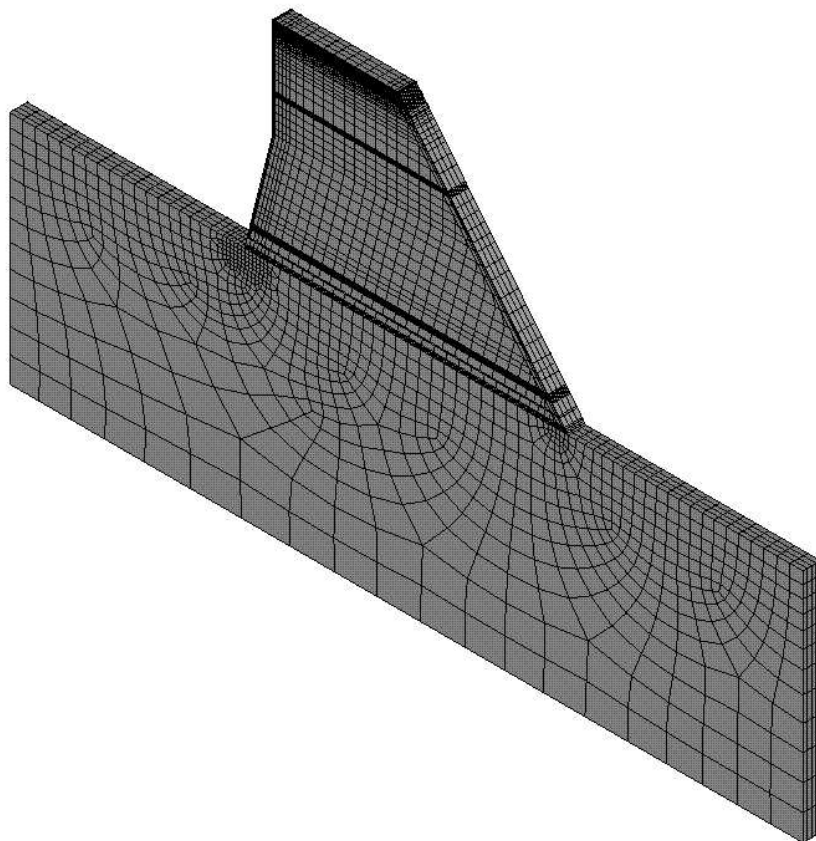


Abb. 5.14: Elementnetz bei der dreidimensionalen Spannungsberechnung

nungsberechnung mit der Zeit ständig aktualisiert. Beim Zufügen einer neuen Betonschicht wurden neue Elemente ins Netz addiert. Die aneinander angrenzenden älteren Betonschichten wurden zu dickeren Schichten zusammengefasst, sobald der Unterschied zwischen ihren thermischen oder mechanischen Eigenschaften eine vorgegebene Fehlergrenze nicht überschritt. In Abb.5.12, Abb.5.13 und Abb.5.14 sind die Elementnetze für die Temperaturberechnung, sowie zwei- und dreidimensionale Spannungsberechnungen bei einem Zeitschritt dargestellt. Das Quaderelementnetz (Abb.5.14) wurde durch Extrudieren des Viereckselementnetzes (Abb.5.13) in z-Richtung erzeugt. Die Anzahl der aneinanderhängenden Quaderelemente n_u in z-Richtung (die Anzahl der Unterteilungen des Untersuchungsobjekts in z-Richtung) wurde durch numerische Untersuchungen bestimmt. In Abb.5.14 ist $n_u = 4$.

5.5 Parameterstudie anhand des 1D-Modells

5.5.1 Untersuchungsobjekt und Untersuchungsbedingungen

Um die Wirkung der Sonnenstrahlung, Verdunstung, Windgeschwindigkeit und Lufttemperatur auf die Temperaturentwicklung bei einem RCC-Bauwerk abzuschätzen, wurde anhand eines ein-dimensionalen Modells ein virtuelles Bauwerk untersucht (siehe Abb.5.15).

Das Bauwerk bestand aus 10 RCC-Schichten. Die Bauausführung begann am 1. Oktober 1998 und endete am 10. Oktober 1998. Jeden Tag um 7:30 wurde eine RCC-Schicht von 50 cm Dicke eingebracht. Die Temperaturentwicklung im Bauwerk vom Baubeginn bis ein Jahr nach der Beendigung der Bauausführung wurde untersucht, dabei waren die Randbedingungen möglichst wirklichkeitsnah zu simulieren. Die Hydratationswärmeentwicklung und die thermischen Parameter von RCC und Baugrund waren gleich wie in Abschnitt 5.2.1.

Wie in Abschnitt 5.3.1 erläutert, wurde "N1" als ein adiabatischer und "C5" ein Cauchy-Neumannscher Rand betrachtet. Für "C5" wurden neben der Jahres- und Tagesschwankung der Lufttemperatur noch die Sonnenschwankung der Lufttemperatur noch die Sonnenschwankung und Verdunstung berücksichtigt. Dabei wurden die gemessenen Stundenmittel von Lufttemperatur, Luftdruck, relativer Luftfeuchte, Windgeschwindigkeit, Sonnenscheindauer und Globalaonnenstrahlung auf horizontale Fläche vom 1. Oktober 1998 bis 30 September 1999 an NTUA jährlich wiederholt benutzt (siehe auch Abschnitt 5.3.1).



Abb. 5.15: 1D-Modell

Die Frischbetontemperatur T_{0b} wurde nach der Konstant- T_0 -Methode streng an die Kontrolltemperatur $T_0 = 20^\circ\text{C}$ gehalten. Das heißt, dass die Frischbetontemperatur für alle 10

RCC-Schichten gleich $20\text{ }^\circ\text{C}$ war. Die Anfangstemperatur im Baugrund wurde in gleicher Weise wie unter Abschnitt 5.3.1 bestimmt.

5.5.2 Einfluss der Sonnenstrahlung und Verdunstung auf die Temperaturentwicklung

Bei den herkömmlichen Verfahren zur Berechnung des Temperaturfelds in Staumauern wurde die Wirkung der latenten Wärme durch Verdunstung nicht berücksichtigt. Der Einfluss der Sonnenstrahlung wurde entweder nicht in Betracht gezogen oder durch eine Erhöhung der Lufttemperatur um ΔT_s simuliert. Der Wert von ΔT_s hing von der geographischen Lage des Bauwerkes sowie der Neigung und Richtung der betrachteten Oberflächen ab. Nach [152] war $\Delta T_s = 5\text{ K}$ für eine horizontale Fläche, welche sich auf $37^\circ 58' 26'' N$ befand, zu berechnen. Um den Einfluss der Sonnenstrahlung und Verdunstung auf die Temperaturentwicklung im Bauwerk abzuschätzen, wurden Simulationsberechnungen nach neu entwickelten oder traditionellen Verfahren bei folgenden vier Fällen durchgeführt:

- 1 Nach traditionellem Verfahren ohne Berücksichtigung der Sonnenstrahlung und Verdunstung;
- 2 Nach traditionellem Verfahren mit Berücksichtigung der Sonnenstrahlung durch Erhöhung der Lufttemperatur um 5 K , ohne Berücksichtigung der Verdunstung;
- 3 Nach neuem Verfahren mit Berücksichtigung der Sonnenstrahlung und Verdunstung, Sprühwasserkühlung bis zu einem Betonalter von 90 Tagen;
- 4 Nach neuem Verfahren mit Berücksichtigung der Sonnenstrahlung und Verdunstung, Sprühwasserkühlung für die ganze Zeit;

Bei den Simulationsberechnungen wurde die alle Wärmeübergangseffekte einschließende Wärmeübergangszahl α_α (konvektive Wärmeübergangszahl α_k + Strahlungs-Wärmeübergangszahl α_S), welche von der Windgeschwindigkeit, der Lufttemperatur, der Temperatur der Bauwerkoberfläche und deren Unterschied abhängig ist, unterschiedlich behandelt. α_S wurde mit (2.73), α_k bei Nichtberücksichtigung der Verdunstung mit (2.24) und bei Berücksichtigung der Verdunstung mit (2.105) berechnet. Bei der Berücksichtigung der Sonnenstrahlung und Verdunstung wurden die Albedo $\alpha = 0.1$ bzw. 0.4 für befeuchtete bzw. trockene Betonoberfläche und eine Oberflächenrauheitshöhe $z_0 = 2.5\text{ mm}$ benutzt.

Die Temperaturentwicklungen an den verschiedenen Stellen bei allen vier Fällen werden in Abb.A.1 bis Abb.A.4 im Anhang dargestellt. Die Unterschiede sind nicht zu übersehen. Bei den Fällen 3 und 4, bei welchen für den der Sonnenstrahlung ausgesetzten Rand die Sonnenstrahlung und gegebenenfalls auch die Verdunstung als Wärmeströme direkt in die Berechnung einbezogen wurden, wies die Temperatur der Bauwerkoberfläche viel stärkere Tagesschwankungen als bei den Fällen 1 und 2 auf. Außer beim Fall 4, bei welchen die Betonoberfläche für den ganzen betrachteten Zeitraum mit dem Sprühwasser gekühlt wurde und die Sonnenstrahlung durch Verdunstung fast ausgeglichen war, unterschieden sich die Temperaturabläufe bei Berücksichtigung der Sonnenstrahlung (Fall 2, 3, und 4) deutlich von den Temperaturabläufen beim Fall 1, bei welchem die Sonnenstrahlung und

die Verdunstung nicht berücksichtigt wurde. Beim Fall 3, bei welchem die Betonoberfläche nur bei den ersten 90 Tagen nach der Betonierung mit dem Sprühwasser gekühlt wurde, waren die Temperaturen nach der Abkühlungszeit an allen betrachteten Stellen viel höher als die bei allen anderen Fällen.

Es ist auch zu sehen, dass die Tagesschwankungen der Lufttemperatur und Sonnenstrahlung nur auf die Oberflächenschicht wirkten, während die Kälte- oder Hitzewelle die Temperatur im Bauwerk bis 2 m unter der Oberfläche beeinflussen konnte. Darunter spielten nur die Jahresschwankungen der Lufttemperatur und Sonnenstrahlung eine Hauptrolle.

5.5.3 Konvektive Wärmeübergangszahlen zwischen der Betonoberfläche und Luft

In der Baupraxis werden bei der Ermittlung der Temperaturfelder eines Bauwerkes die Gesamtwärmeübergangszahl oder die konvektive Wärmeübergangszahl aus der empirischen Formel (2.110), (2.19) -(2.26) oder aus Tabellen, wie z.B. Tabelle **2.1** abgeschätzt. Diese Formeln und Tabellen sind fast ausschließlich durch Felduntersuchung oder theoretische Untersuchungen der Wärmeübertragung bei Hochbauwerken oder Brücken zustande gekommen. Nach diesen empirischen Formeln oder Tabellen ist die konvektive Wärmeübergangszahl nur von der Windgeschwindigkeit und Temperatur abhängig. Dabei findet die Beschaffenheit (wie z.B. die Feuchtigkeit und Rauheit) der Bauwerkoberfläche keinen Gebrauch. Die Feuchtigkeit und Rauheit der Bauwerkoberfläche dürften aber einen großen Einfluss auf die konvektive Wärmeübergangszahl haben, da die Temperaturverläufe im Beton bei Berücksichtigung der Verdunstung des auf die Betonoberfläche besprühten Wassers ganz anders als diejenigen bei Nichtberücksichtigung (oder Nichtvorhandensein) der Verdunstung waren (siehe Abschnitt 5.5.2) und die Temperatur im Beton bei Vorhandensein der Verdunstung auch von der Rauheit der Oberfläche abhing (siehe Seite 125).

Der Wärmeübergang und somit die konvektive Wärmeübergangszahl bei Berücksichtigung der Verdunstung wurden untersucht. Dafür wurden die Temperaturen anhand der 1D-Modells bei unterschiedlichen Oberflächenrauheitshöhen z_0 und ansonsten gleichen Bedingungen wie beim Fall 4 in Abschnitt 5.5.2 berechnet. Der Austausch der fühlbaren Wärme (konvektive Wärmeübertragung) bzw. die konvektive Wärmeübergangszahl zwischen der Bauwerkoberfläche und der Luft wurde bei der Ermittlung der latenten Wärme (Verdunstung) mit Gleichung (2.104) bzw. Gleichung (2.105) abgeschätzt. Es wurde festgestellt, dass bei gegebener Oberflächenrauheitshöhe z_0 die konvektive Wärmeübergangszahl hauptsächlich von der Windgeschwindigkeit v und dem Temperaturunterschied ΔT zwischen der Oberfläche und der Luft abhing. Bei gleichem Temperaturunterschied waren zwei Situationen zu unterscheiden, je nachdem, ob die Temperatur der Oberfläche T_o größer als die Lufttemperatur T_l war.

Die Beziehungen zwischen α_k , v und ΔT konnten bei gegebener Oberflächenrauheitshöhe z_0 mit folgender Gleichung (siehe auch Abschnitt 2.3) beschrieben werden:

$$\alpha_k = \sqrt[3]{(a_{kz})^3 + (a_{kf})^3} = \sqrt[3]{(a \cdot v^b)^3 + (c \cdot \Delta T^d)^3} \quad (5.3)$$

Dabei waren α_k die konvektive Wärmeübergangszahl in $\text{W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$, $a_{kz} = a \cdot v^b$ die konvektive Wärmeübergangszahl infolge erzwungener Strömung (Wind) und $a_{kf} = c \cdot \Delta T^d$ die konvektive Wärmeübergangszahl bei freier Konvektion, v die Windgeschwindigkeit in m/s , ΔT der Temperaturunterschied in K , und a, b, c, d Konstante, welche mit nicht-linearer Regression bestimmt werden konnten. Z.B. für $z_0 = 0.5 \text{ mm}$ erhielt man folgende Gleichungen zur Abschätzung von α_k :

$$\alpha_k = \sqrt[3]{(3.24322 \cdot v^{0.80732})^3 + (2.50574 \cdot \Delta T^{0.38321})^3} \quad \text{für } T_o > T_l \quad (5.4)$$

$$\alpha_k = \sqrt[3]{(2.44025 \cdot v^{0.93803})^3 + (3.18179 \cdot \Delta T^{-0.07053})^3} \quad \text{für } T_o < T_l \quad (5.5)$$

Bei konstanter Windgeschwindigkeit v bzw. konstantem Temperaturunterschied ΔT ist α_k in Abhängigkeit von ΔT bzw. v in Abb. **A.5** und Abb. **A.6** dargestellt. Es ist zu sehen, dass bei $T_o < T_l$, nämlich wenn die Temperatur der Oberfläche höher als die Lufttemperatur war, α_k hauptsächlich von der Windgeschwindigkeit abhing, und der Temperaturunterschied nur eine geringe Wirkung auf α_k hatte.

Wenn z_0 einen anderen Wert annahm, waren die Regressionskonstanten in Gleichung 5.3 auch ganz anders als bei $z_0 = 0.5 \text{ mm}$. Für $z_0 = 0.1$ und 30 mm sind die durch nicht-lineare Kurvenanpassung ermittelten Konstanten in Tabelle **5.6** dargestellt.

Tabelle **5.6**: Regressionskonstante für Gleichung 5.3

z_0 (mm)	$T_o > T_l$				$T_o < T_l$			
	a	b	c	d	a	b	c	d
0.1	2.39335	0.87744	1.91736	0.38744	1.75111	1.01431	3.02239	-0.05705
0.3	3.10050	0.80724	1.93293	0.47112	2.33065	0.93465	3.10125	-0.06389
0.5	3.24322	0.80732	2.50574	0.38321	2.44025	0.93803	3.18179	-0.07053
0.75	3.37429	0.80439	2.70251	0.36408	2.55211	0.93494	3.23551	-0.08528
1.0	3.46508	0.80206	2.82146	0.35382	2.65047	0.9282 2	3.23385	-0.08911
2.0	3.68079	0.79419	3.03684	0.33566	2.89776	0.90883	3.22563	-0.08531
3.0	3.78913	0.79071	3.14168	0.32440	3.04651	0.89578	3.15926	-0.09526
4.0	3.86289	0.78768	3.19715	0.31640	3.15000	0.88663	3.14751	-0.10145
5.0	3.91520	0.78553	3.23700	0.30997	3.22658	0.87983	3.13185	-0.10262
7.5	4.00644	0.78112	3.26895	0.30043	3.37283	0.86567	3.06480	-0.10836
10.0	4.06737	0.77777	3.26892	0.29469	3.47149	0.85607	3.00258	-0.11176
15.0	4.14743	0.77312	3.24185	0.28809	3.61619	0.84126	2.91021	-0.11098
20.0	4.19974	0.77019	3.21319	0.28153	3.71877	0.83067	2.84089	-0.11220
25.0	4.24244	0.76763	3.17064	0.27852	3.79317	0.82339	2.80469	-0.10980
30.0	4.27633	0.76576	3.13562	0.27575	3.85587	0.81731	2.75177	-0.11298

Die Wärmeübergangszahl an einer waagerechten Fläche infolge freier und erzwungener Konvektion bei Vorhandensein der Verdunstung sind im Vergleich zu den nach [33] ((2.20) und (2.21)), [84] und [127] ((2.22) und (2.23)) berechneten Ergebnissen in Abb. **A.7** und Abb. **A.8** dargestellt. Es ist zu sehen, dass die Wärmeübergangszahlen infolge erzwungener Konvektion bei Berücksichtigung der Verdunstung kleiner als die nach [127] berechneten Werte sind. Deren Unterschied wird mit der Windgeschwindigkeit immer größer.

Die Wärmeübergangszahlen infolge freier Konvektion sind bei Berücksichtigung der Verdunstung für raue Betonoberfläche ($z_0 = 0.75$ bis 2.5 mm) aber größer als die nach [33] berechneten Werte. Mit der Erhöhung der Oberflächenrauheitshöhe z_0 werden die Wärmeübergangszahlen infolge sowohl freier als auch erzwungener Konvektion größer. Die Wärmeübergangszahlen sind bei $T_o > T_l$ größer als bei $T_o < T_l$. Dieses gilt auch sowohl für freie als auch für erzwungene Konvektion.

5.6 Fall- und Parameterstudie anhand von 2D- und 3D-Modellen I: Zur Reduzierung des Rechenaufwandes

5.6.1 Untersuchungsobjekt und Untersuchungsbedingungen

Um die Methoden zur Reduzierung des Rechenaufwands bei den Temperatur- und Spannungsberechnungen zu untersuchen, wurden anhand von 2D- und 3D-Modellen die Temperatur und Spannungen in der nichtüberströmbaren Mauer der Longtan-RCC-Staumauer berechnet. Zur Zeitersparnis wurde dafür aber nur ein Teil der Mauer (bis Höhe 270 müNN) untersucht (siehe Abb.B.1). Es wurde angenommen, dass die Bauausführung am 1. Oktober 1998 begann, je 8 Tage eine CMC-Schicht (50 cm dick) bis Mitte Dezember 1998 auf 227 müNN, und dann je 2 Tage eine RCC-Schicht (30 m dick) bis Anfang Oktober 1999 mit insgesamt 48 m auf 270 müNN folgte, und danach aus irgendwelchen Gründen abgebrochen wurde. Die Temperatur und Spannungen in der Mauer während der Bauausführung und bis ein Jahr nach dem Abbruch der Bauausführung wurden berechnet.

Die Materialeigenschaften von RCC, CMC und Baugrund für die Temperatur- und Spannungsberechnungen waren gleich wie in Abschnitt 5.2.

Die Rand- und Anfangsbedingung waren wie in Abschnitt 5.3 erläutert. Die gemessenen meteorologischen Daten vom Zeitraum 1.10.1998 bis 30.9.1999 wurden bei den Berechnungen eingesetzt. Es wurde angenommen, dass die Wasserseite der Staumauer nach Westen und die Luftseite der Staumauer entsprechend nach Osten orientiert waren, und die Betonoberflächen während der warmen Jahreszeit vom Anfang Mai bis Ende Oktober mit Sprühwasser behandelt wurden. Zur Berücksichtigung der Sonnenstrahlung und Verdunstung wurden Albedo $\alpha = 0.1$ bzw. 0.4 für befeuchtete bzw. trockene Betonoberfläche, Oberflächenrauheitshöhe $z_0 = 2.5$ mm für alle Oberflächen. angenommen.

Die Frischbetontemperatur T_{0b} wurde nach der Höchst- T_0 -Methode mit der Kontrolltemperatur 10°C bestimmt.

In diesem vorliegenden Abschnitt wurden alle Temperaturberechnungen mit 2D-Modellen durchgeführt. Wenn es nicht ausdrücklich angegeben ist, wurden die Spannungsberechnungen mit dem Modell des ebenen Verzerrungszustandes berechnet. Die Elementnetze für die Temperaturberechnungen waren ähnlich wie in Abb.5.12 gezeigt. Die maximale Abmessung in x-Richtung für die Dreieckselemente im Betonbereich betrug 2 m. Die Ele-

mentnetze für die 2D- bzw. 3D-Spannungsberechnungen waren ähnlich wie in Abb.5.13 bzw. Abb.5.14 gezeigt. Die maximale Abmessung in x-Richtung für die Viereckselemente und Quaderelemente im Betonbereich betrug 2.5 m.

5.6.2 Adaptive Zeitschrittweite

Hier wurden die Betonschichten bei der Temperatur- und Spannungsberechnung noch nicht zusammengefasst. Die Zeitschrittweiten bei den Spannungsberechnungen waren identisch mit denjenigen bei den Temperaturberechnungen. Das heißt, nach jeder Temperaturberechnung wurde eine Spannungsberechnung durchgeführt. Die Zeitschrittweiten für die Temperaturberechnungen wurden mit zwei Methoden wie folgt bestimmt:

- 1 Konstante-Zeitschrittweiten-Methode: $\Delta t = 1$ h;
- 2 Adaptive-Zeitschrittweiten-Methode: Zeitschrittweiten Δt gemäß der in Abschnitt 4.1.2 dargestellten Methode mit $\rho_t = 0.15$ und $\zeta = 5 \times 10^{-3}$ adaptiv berechnet.

Unter ansonsten gleichen Bedingungen wurden die Temperatur und Spannungen im Beton mit den zwei Methoden zur Bestimmung der Zeitschrittweiten berechnet. Dabei wurde festgestellt, dass die maximale Temperaturerhöhung infolge Hydratationswärme und Sonnenstrahlung im Kern der Mauer 19.91 bzw. 19.93 K bei Methode 1 bzw. 2 betrug. Diese Temperaturerhöhung tauchte auf der Höhe 260.6 müNN auf. Der Beton in der Nähe von dieser Höhe (von 258.2 bis 263.0 müNN) war im Sommer (15.7.1999 bis 15.8.1999) eingebracht. Die Spannungen σ_z im Beton auf der Luft- und Wasserseite der Mauer erreichten ihre Maxima im Winter auf der Höhe 259.7 müNN, welche nur 0.9 m unter der Höhe 260.6 müNN lag. Die maximalen Zugspannungen $\sigma_{z,max}$ waren 3.08 bzw. 2.98 MPa auf der Luftseite und 3.22 bzw. 3.09 MPa auf der Wasserseite bei Methode 1 bzw. 2. Die maximale Temperaturerhöhung infolge Hydratationswärme und Sonnenstrahlung im Kern des Betons auf der Höhe von 259.7 müNN war 19.86 bzw. 19.89 K bei Methode 1 bzw. 2. Die Temperatur und Spannungen im Beton auf dieser Höhe (259.7 müNN) wurden bei den Untersuchungen in diesem sowie den folgenden Unterabschnitten von Abschnitt 5.6 in Betracht gezogen.

Da sich die Temperatur- und Spannungsentwicklungen an den wasser- und luftseitigen Rändern der betrachteten Höhe sehr ähnlich mit den Änderungen des zu untersuchenden Parameters verhielten, sind hier und in den folgenden Unterabschnitten von Abschnitt 5.6 zur Platzersparnis nur die Temperatur- und Spannungsentwicklungen am wasserseitigen Rand jeweiliger betrachteten Höhe bei unterschiedlichen Größen des zu untersuchenden Parameters graphisch dargestellt. Unter den Umständen, dass sich die Temperatur- und Spannungsentwicklungen am wasserseitigen Rand der jeweiligen betrachteten Höhe bei den Änderungen des zu untersuchenden Parameters nicht erkennbar von einander unterschieden, wird der Einfluss des zu untersuchenden Parameters auf die Temperatur und Spannungen zusätzlich durch die Temperatur- und Spannungsentwicklungen in der Mitte der jeweiligen betrachteten Höhe veranschaulicht.

In Abb.B.2 und Abb.B.3 sind die Temperatur- und Spannungsentwicklungen am wasserseitigen Rand der betrachteten Höhe (259.7 müNN) bei Methode 1 und 2 im Vergleich

dargestellt. Aus den Bildern, den obengenannten maximalen Temperaturerhöhungen im Kern des Betons, und $\sigma_{z,max}$ auf der Luft- und Wasserseite der Mauer, ist zu sehen, dass die Unterschiede zwischen den Ergebnissen bei Methode 1 und 2 vernachlässigbar klein sind. Die gesamte gebrauchte Zeit für die Temperatur- und Spannungsberechnungen betrug aber bei Methode 2 weniger als die Hälfte derjenigen bei Methode 1 (15.5 Stunden bei Methode 2 bzw. 32 Stunden bei Methode 1).

5.6.3 Zusammenfassung der Betonschichten bei Temperaturberechnungen

Bei der Temperaturberechnung wurden zwei Nachbarbetonschichten (Schicht i und Schicht j , siehe auch Abb.4.6 und Abb.4.7) zu einer dickeren Schicht zusammengefasst, wenn die Temperatur T und der Hydratationsgrad ξ des Betons in den beiden Betonschichten für die gewählten Kontrollquerschnitte den in Tabelle 5.7 aufgeführten Bedingungen genügte. In Tabelle 5.7 sind ϵ eine relative Fehlergrenze für die Temperatur und $\Delta\xi$ eine absolute Fehlergrenze für den Hydratationsgrad.

Tabelle 5.7: Bedingungen für die Zusammenfassung der Betonschichten bei Temperaturberechnungen

Zustandsgröße	Position der Kontrollquerschnitte	Kontrollbedingung
Temperatur T	In der Mitte der Schicht j	(4.85), $\epsilon = 5\%$
Hydratationsgrad ξ	Auf der Luft- und Wasserseite sowie an der Grenze zwischen CMC und RCC nahe der Wasserseite	(4.86b), $\Delta\xi = 0.005, 0.01, 0.05$ und 0.1

Bei der Spannungsberechnung wurden zwei Nachbarbetonschichten (Schicht i und Schicht j , siehe auch Abb.4.7) zu einer dickeren Schicht zusammengefasst, wenn die E-Module der Nachbarelemente i_a und j_a bzw. i_b und j_b am Kontrollquerschnitt A-A bzw. B-B die Bedingung (4.86a) erfüllten. Dabei wurde eine Fehlergrenze für den Elastizitätsmodell (relative ΔE) $\epsilon = \Delta E = 5\%$ angenommen.

Alle anderen Bedingungen waren gleich wie beim Fall 2 in Abschnitt 5.6.2. Auch die Temperatur und Spannungen im Beton auf der Höhe 259.7 müNN wurden in Betracht gezogen. Um die Genauigkeit bei der Temperatur- und Spannungsberechnung zu erhöhen, wurden bestimmte Betonschichten in der Nähe von den betrachteten Höhen nicht zusammengefasst, auch wenn die Bedingungen zur Zusammenfassung von diesen Betonschichten erfüllt waren. Hier wurden je zwei Schichten über und unter der Höhe 259.7 müNN nicht zusammengefasst.

Die Temperatur- und Spannungsentwicklungen auf der betrachteten Höhe bei unterschiedlichen absoluten Fehlergrenzen für den Hydratationsgrad $\Delta\xi$ sind im Vergleich zu den Ergebnissen beim nicht kombinierten Fall in Abb.B.4 bis Abb.B.7 dargestellt. Es ist zu sehen, dass $\Delta\xi$ vernachlässigbar kleinen Einfluss auf die Temperatur und Spannung σ_z am wasser- und luftseitigen Rand der betrachteten Höhe hatte und die Unterschiede zwischen den Ergebnissen (Temperatur und Spannung σ_x) in der Mitte der betrachteten Höhe bei

$\Delta\xi \leq 0.01$ und denjenigen beim nicht kombinierten Fall sehr klein waren. Bei $\Delta\xi \leq 0.01$ wiesen auch die Spannungen σ_x und σ_y am Rand der betrachteten Höhe sowie σ_y und σ_z in der Mitte der betrachteten Höhe vernachlässigbare Unterschiede von denjenigen beim nicht kombinierten Fall auf. Die benötigte Rechenzeit betrug 8.5 bis 9 Stunden bei $\Delta\xi = 0.01$ bis 0.1, und mehr als 10 Stunden bei $\Delta\xi = 0.005$. Daher wurde bei allen nachfolgenden Temperaturberechnungen $\Delta\xi = 0.01$ als die Fehlergrenze für die Bedingung zur Zusammenfassung der Betonschichten eingesetzt.

5.6.4 Zusammenfassung der Betonschichten bei Spannungsberechnungen

In Abschnitt 5.6.3 wurden bei der Spannungsberechnung die E-Module des Betons als Kontrollparameter und eine Fehlergrenze $\epsilon = \Delta E = 5\%$ für die Bedingung (4.86a) zur Kontrolle der Zusammenfassung der Nachbarbetonschichten verwendet. Hier wurden die Spannungsentwicklungen bei ΔE mit anderen Werten untersucht. Dabei waren außer ΔE alle Bedingungen und Parameter gleich wie beim Fall $\Delta\xi = 0.01$ in letztem Abschnitt.

Die Spannungsentwicklungen auf der betrachteten Höhe bei unterschiedlichen ΔE sind im Vergleich zu den Ergebnisse beim nicht kombinierten Fall in Abb.B.8 bis Abb.B.11 dargestellt. Es ist zu sehen, dass für die hier interessierenden Spannungen auf der Betonoberfläche (Abb.B.8 und Abb.B.9) die Unterschiede zwischen den Ergebnissen beim nicht kombinierten Fall und denjenigen beim kombinierten Fall vernachlässigbar klein waren, wenn beim kombinierten Fall die Fehlergrenze $\Delta E = 5\%$ in die Bedingung zur Zusammenfassung der Nachbarbetonschichten eingesetzt wurde.

Die gesamte Rechenzeit für die Temperatur- und Spannungsberechnung betrug bei $\Delta E = 10\%$ ca. 30 Minuten und bei $\Delta E = 15\%$ ca. 60 Minuten weniger als die bei $\Delta E = 5\%$.

5.6.5 Zeitschrittweite für Spannungsberechnungen

Bisher wurden bei den Spannungsberechnungen die Zeitschritte und Zeitschrittweiten identisch mit denen bei den Temperaturberechnungen gesetzt. Das heißt, dass jeder Temperaturberechnung eine Spannungsberechnung folgte. Da sich die Spannungen langsamer als die Temperatur im Betonbauwerk ändern, können größere Zeitschrittweiten für die Spannungsberechnung benutzt werden. Das bedeutet, dass mehr als einer Temperaturberechnung eine Spannungsberechnung folgen kann. Die Zeitschrittweite für die Spannungsberechnung wurde wie folgt bestimmt:

- Die Zeitschrittweite für die Spannungsberechnung Δt wurde der Zeitschrittweite für die Temperaturberechnung beim n -ten Zeitschritt Δt_n gleich gesetzt, wenn $\Delta t_n \geq 0.75 \Delta t_{max}$. Δt_{max} war eine Kontrollzeitschrittweite für die Spannungsberechnung;
- Bei $\Delta t_n < 0.75 \Delta t_{max}$ wurde eine Spannungsberechnung nach n_T Temperaturberechnungen durchgeführt. Bei n_T war der Bedingung $0.75 \Delta t_{max} \leq \sum_{i=n}^{n_T} \Delta t_i \leq 1.25 \Delta t_{max}$ zu genügen;

Bei ansonsten gleichen Bedingungen und Annahmen für die Temperatur- und Spannungsberechnung wie beim Fall $\xi = 0.01$ in Abschnitt 5.6.3, nämlich:

- Zeitschrittweite für die Temperaturberechnung gemäß der in Abschnitt 4.1.2 dargestellten Methode mit $\rho_t = 0.15$ und $\zeta = 5 \times 10^{-3}$ adaptiv ermittelt.
- Betonschichten bei der Temperaturberechnung bei $\Delta\xi \leq 0.01$ zusammengefasst;
- Betonschichten bei der Spannungsberechnung bei $\Delta E \leq 5\%$ zusammengefasst;
- Je zwei Betonschichten über und unter der betrachteten Höhe nicht zusammengefasst;
- Alle übrigen Bedingungen gleich denen beim Fall 2 in Abschnitt 5.6.2

war die gesamte erforderliche Rechenzeit für die Spannungsberechnungen von der Kontrollzeitschrittweite Δt_{max} abhängig. Bei unterschiedlichen Δt_{max} wurden Spannungsberechnungen durchgeführt. Die Ergebnisse für die betrachtete Höhe sind im Vergleich zu denen beim Fall mit identischen Zeitschritten und Zeitschrittweiten für die Temperatur- und Spannungsberechnungen beispielhaft in Abb.**B.12** und Abb.**B.13** dargestellt. Es ist zu sehen, dass die Unterschiede zwischen den Spannungen bei $t_{max} = 6 h$ und denjenigen beim Fall mit identischen Zeitschritten und Zeitschrittweiten sehr klein waren.

Die gesamte Rechenzeit für die Temperatur- und Spannungsberechnungen betrug bei $\Delta t_{max} = 6, 9$ und $12 h$ ca. 6, 5, und 4.5 Stunden und beim Fall mit identischen Zeitschritten und Zeitschrittweiten ca. 8.5 Stunden.

5.6.6 Elementsabmessung in z-Richtung bei 3D-Spannungsberechnungen

Bei 3D-Spannungsberechnungen wurde für die Spannungsberechnung aus Symmetriegründen nur die Hälfte des Betonabschnitts zwischen Querfugen in Betracht gezogen (siehe Abb.**5.11**). Das Quaderelementnetz (Abb.**5.14**) für die 3D-Spannungsberechnung wurde durch Extrudieren des Viereckselementnetzes (Abb.**5.13**) in z-Richtung erzeugt. Die Anzahl der aneinanderhängenden Quaderelemente n_u in z-Richtung (die Anzahl der Unterteilungen des Betonabschnitts in z-Richtung) und damit die Elementabmessung in z-Richtung beeinflussen die Genauigkeit der Spannungsberechnungen und wurden daher durch Vergleichsberechnungen untersucht.

Unter der Annahme, dass sowohl die Lasttemperaturen als auch die Materialeigenschaften des Betons längs der z-Richtung konstant blieben, wurde der Betonabschnitt in z-Richtung gleichmäßig unterteilt. Die Abmessung des Quaderelements in z-Richtung betrug dann $0.5b/n_u$, wobei b der Querfugenabstand war.

Die Spannungen im Betonabschnitt wurden bei verschiedenen n_u und $b = 30$ m sowie unter folgenden Annahmen berechnet:

- Zeitschrittweite für die Temperaturberechnung gemäß der in Abschnitt 4.1.2 dargestellten Methode mit $\rho_t = 0.15$ und $\zeta = 5 \times 10^{-3}$ adaptiv ermittelt;
- Betonschichten bei der Temperaturberechnung bei $\Delta\xi \leq 0.01$ zusammengefasst;
- Betonschichten bei der Spannungsberechnung bei $\Delta E \leq 5\%$ zusammengefasst;
- Je zwei Betonschichten über und unter der betrachteten Höhe nicht zusammengefasst;
- Kontrollzeitschrittweite für die Spannungsberechnung $\Delta t_{max} = 6$ h;
- Alle übrigen Bedingungen gleich wie beim Fall 2 in Abschnitt 5.6.2.

Es wurde festgestellt, dass für die Spannungen auf der betrachteten Höhe die Unterschiede zwischen den berechneten Ergebnissen bei $n_u \geq 4$ vernachlässigbar klein wurden (siehe Abb.B.14 bis Abb.B.17).

5.7 Fall- und Parameterstudie anhand von 2D- und 3D-Modellen II: Einflüsse auf die Temperatur und Spannungen im Bauwerk

5.7.1 Untersuchungsobjekt und Untersuchungsbedingungen

Um die Beeinflussungen von Frischbetontemperatur, mittlerer Windgeschwindigkeit, Sonnenstrahlung und Verdunstung (Sprühwasserkühlung) auf die Temperatur und Spannungen sowie die Wirkung des Querfugenabstands auf die Spannungen im Bauwerk zu überprüfen, wurde auch die nicht überströmbare Mauer der Longtan-RCC-Staumauer (Abb. C.1) in Betracht gezogen. Die Bauausführung erfolgte aber nach einem von dem Entwurfsinstitut des Projekts vorgeschlagenen Bauausführungsplan (siehe Tabelle 5.8). Die Betonschichtdicke betrug 50 cm für die CMC-Pufferzone (zwischen 222.0 und 227.0 müNN) und 30 cm für die RCC-Zone (zwischen 227.0 und 382.0 müNN). Die Temperatur und Spannungen in der Mauer während der Bauausführung und bis ca. 8 Jahre nach der Beendigung der Bauausführung wurden unter verschiedenen Bedingungen untersucht.

Die Materialeigenschaften von RCC, CMC und Baugrund für die Temperatur- und Spannungsberechnungen waren gleich wie in Abschnitt 5.2 angegeben.

Die Rand- und Anfangsbedingungen waren wie in Abschnitt 5.3 erläutert. Die gemessenen meteorologischen Daten vom Zeitraum 1.1.2002 bis 31.12.2002 wurden bei den Berechnungen jährlich wiederholt verwendet (Die meteorologischen Messdaten in diesem Zeitraum waren auch relativ vollständig. Ferner lag die Lufttemperatur am Anfang Januar dieses Jahres ausnahmsweise für fast drei Tage (von 17:00 04.01.2002 bis 8:00 07.01.2002) unter dem Minus, was für die Überprüfung der Zugspannungen an den Oberflächen der Mauer in der kalten Jahreszeit interessant sein dürfte). Wenn nicht anders angegeben wird, wurden zur Berücksichtigung der Sonnenstrahlung und Verdunstung Albedo $\alpha = 0.1$ bzw. 0.4

Tabelle 5.8: Bauausführungsplan

Zeit	Höhenangabe (müNN)	Bauausführungs- geschwindigkeit
Anfang Feb. - Ende Apr. Jahr 1	222-227	Je 8 Tage eine Schicht
Anfang Jun. - Ende Aug. Jahr 1	227-240	Je 2 Tage eine Schicht
Mit. Sept. - Mit. Dez. Jahr 1	240-253	Je 2 Tage eine Schicht
Mit. Dez. Jahr 1 - Mit. Feb. Jahr 2	253-260	Je 2 Tage eine Schicht
Mit. Feb. - Ende Apr. Jahr 2	260-270	Je 2 Tage eine Schicht
Anfang Mai - Mit. Nov. Jahr 2	270-312	Eine Schicht pro Tag
Mit. Nov. - Mit. Dez. Jahr 2	312-318	Eine Schicht pro Tag
Mit. Dez. Jahr 2 - Mit. März Jahr 3	318-357	Zwei Schichten pro Tag
Mit. März - Ende März Jahr 3	357-362	Zwei Schichten pro Tag
Anfang Apr. - Mit. Mai Jahr 3	362-382	Zwei Schichten pro Tag

für befeuchtete bzw. trockene Betonoberfläche und Oberflächenrauheitshöhe $z_0 = 2.5$ mm für alle Oberflächen angenommen. Es wurde noch angenommen, dass die Wasserseite der Staumauer nach Südosten und die Luftseite der Staumauer entsprechend nach Nordwesten orientiert waren.

In diesem Abschnitt wurden alle Temperaturberechnungen auch mit 2D-Modellen und die Spannungsberechnungen mit 2D- und 3D-Modellen durchgeführt. Die Elementnetze für die Temperatur- und Spannungsberechnungen waren gleich wie in Abschnitt 5.6. Für die Bestimmung der Zeitschrittweiten und die Zusammenfassung der Betonschichten bei den Temperatur- und Spannungsberechnungen galten folgende Annahmen:

- Zeitschrittweite für die Temperaturberechnung gemäß der in Abschnitt 4.1.2 dargestellten Methode mit $\rho_t = 0.15$ und $\zeta = 5 \times 10^{-3}$ adaptiv ermittelt;
- Betonschichten bei der Temperaturberechnung bei $\Delta\xi \leq 0.01$ zusammengefasst;
- Betonschichten bei der Spannungsberechnung bei $\Delta E \leq 5\%$ zusammengefasst;
- Betonschichten im Bereich nahe den betrachteten Höhen nicht zusammengefasst;
- Kontrollzeitschrittweite für die Spannungsberechnung $\Delta t_{max} = 6$ h;

5.7.2 Die betrachteten Höhen

Wie in Abschnitt 5.6.2 erwähnt, traten die maximalen Temperaturerhöhungen, somit die maximal erreichten Temperaturen, im Kern der Mauer auf den Höhen auf, wo und in ihrer Nähe der Beton im Sommer eingebracht wurde. Die Spannungen am wasser- und luftseitigen Rand in der Nähe von diesen Höhen waren in der kalten Jahreszeit Zugspannungen und deutlich größer als die an anderen Stellen. Mit dem in Tabelle 5.8 angegebenen Bauausführungsplan traten die maximalen Zugspannungen am wasser- und luftseitigen Rand auf der Höhe 231.5 müNN für den im Sommer Jahr 1 gebauten Bereich und auf der Höhe 285.2 oder 286.1 müNN (je nach Frischbetontemperatur) für den im Sommer Jahr 2 gebauten Bereich auf (siehe Abb.C.4 und Abb.C.5). Die maximal erreichten Temperaturen

im Kern der Mauer lagen jeweils nur um weniger als 1 m höher (siehe Abb.C.3). Die Temperatur- und Spannungsentwicklungen auf diesen Höhen (231.5 und 285.2/286.1 müNN) sowie auf den folgenden drei Höhen (siehe Abb.C.1) mit den Einzelangaben

- **222.0 müNN:** am Mauerfuss. Mit dem Einstau des Stausees wurden die während der gesamten Bauausführungszeit herrschenden Druckspannungen allmählich abgebaut und große Zugspannungen am wasserseitigen Mauerfuss hervorgerufen;
- **370.4 müNN:** etwa 11.6 m unter der Mauerkrone. Mit dem gegebenen Bauausführungsplan traten auch in der kalten Jahreszeit große Zugspannungen (σ_z) am wasser- und luftseitigen Rand dieser Höhe auf;
- **382.0 müNN:** auf der Mauerkrone. In der kalten Jahreszeit traten große Zugspannungen am wasser- und luftseitigen Rand (σ_z) sowie in der Mitte (σ_z und σ_x) der Mauerkrone auf.

wurden bei den folgenden Untersuchungen in Betracht gezogen. Die Betonschichten in der Nähe von diesen Höhen wurden bei den Temperatur- und Spannungsberechnungen nicht zusammengefasst.

5.7.3 Frischbetontemperatur

Bei allen nachfolgenden Temperatur- und Spannungsberechnungen wurde die Frischbetontemperatur T_{ob} mit der Höchst- T_0 -Methode für den Beton unterhalb der Höhe 362.0 müNN (siehe Abb.C.1) und mit der Konstant- T_0 -Methode für den Beton oberhalb der Höhe 362 müNN kontrolliert. Wenn nicht ausdrücklich angegeben wird, wurde bei allen Temperatur- und Spannungsberechnungen in diesem Abschnitt noch angenommen, dass die Betonoberflächen unterhalb der Höhe 362.0 müNN bis zu einem Betonalter von 180 Tagen und oberhalb der Höhe 362.0 müNN bis zu einem Betonalter von 90 Tagen mit Sprühwasser gekühlt wurden.

Bei ansonsten gleichen Bedingungen wurden die Temperaturfelder mit 2D-Modellen und die Spannungen mit 2D- und 3D-Modellen bei unterschiedlichen Frischbetontemperaturen berechnet. Es wurde festgestellt, dass bei den 3D-Spannungsberechnungen die Frischbetontemperatur unterschiedlich auf die Spannungen in den unterschiedlichen Bereichen der Mauer einwirkte, während bei den 2D-Spannungsberechnungen die Frischbetontemperatur gleiche Wirkungen auf die Spannungen in allen Bereichen außer der Mauerkrone hatte.

Wirkungen der Frischbetontemperatur bei 3D-Spannungsberechnungen

Die Wirkungen der Frischbetontemperatur auf die Temperatur und Spannungen im unterschiedlichen Bereich der Mauer wurden untersucht. Die Spannungen im Beton wurden mit 3D-Modellen berechnet. Dabei wurde der Querfugenabstand $b = 15$ m angenommen und $n_u = 4$ gewählt.

- **Im Bereich nahe dem Mauerfuss (Baugrund)**

Die Temperatur und Spannungen in der Mauer wurden bei folgenden vier unterschiedlichen Kombinationen der Frischbetontemperatur berechnet:

- 1 Die Kontrolltemperatur T_0 betrug 5°C für alle Betonschichten (von 222.0 bis 382.0 müNN). Anders als bei allen sonstigen Fällen wurde bei diesem Fall die Betonoberfläche unterhalb der Höhe 380.0 müNN bis zu einem Betonalter von 180 Tagen und oberhalb der Höhe 380.0 müNN bis zu einem Betonalter von 90 Tagen mit Sprühwasser gekühlt;
- 2 Die Kontrolltemperatur T_0 betrug 10°C für Betonschichten bis Höhe 270 müNN und 15°C für übrige Betonschichten (von 270 bis 382 müNN);
- 3 Die Kontrolltemperatur T_0 betrug 5°C für Betonschichten bis Höhe 227 müNN und 15°C für übrige Betonschichten (von 227 bis 382 müNN);
- 4 Die Kontrolltemperatur T_0 betrug 5°C für Betonschichten bis Höhe 270 müNN und 15°C für übrige Betonschichten (von 270 bis 382 müNN);

Die Ergebnisse sind zum Teil in Abb.C.6 bis Abb.C.11 im Anhang dargestellt. Die Unterschiede zwischen den Temperaturentwicklungen bei den vier Fällen waren im Randbereich (bis 2 m unter der Oberfläche) kaum erkennbar (Abb.C.6 und Abb.C.10). Die maximal erreichte Temperatur in der Mitte des Mauerfusses war beim Fall 2 ($T_0 = 10^\circ\text{C}$ bis 270 müNN) nur um 0.55K höher als die beim Fall 1 oder 4. Beim Fall 3 führte nach einiger Zeit die erhöhte Frischbetontemperatur für die Betonschichten über der Höhe 227 müNN zu höherer Temperatur im Mittelbereich des Mauerfusses als bei anderen Fällen (siehe Abb.C.7). Die maximale Temperatur war in der Mitte beim Fall 3 auch nur um ca. 0.35 bzw. 0.9 K höher als die beim Fall 2 bzw. Fall 1 und 4;

Die kleinen Temperaturunterschiede bei unterschiedlichen Kombinationen der Frischbetontemperatur verursachten aber große Spannungsunterschiede (siehe Abb.C.8 und Abb.C.9, sowie Abb.C.11). Die Spannung σ_1 in den Abbildungen war die erste Hauptspannung. Sie und die dritte Hauptspannung σ_3 befanden sich in der x-y Ebene. Im Bereich nahe dem wasserseitigen Mauerfuss waren die Spannungen σ_1 und σ_z im Beton während der ganzen Bauausführungszeit Druckspannungen. Mit der Erhöhung des Wasserspiegels beim Aufstauen des Stausees verwandelten sich σ_1 und σ_z in Zugspannungen. Bei einem konstant bleibenden Wasserspiel (372.0 müNN) im Stausee während der Betriebszeit schwankten sie mit der Jahreszeit. Anfang April jedes Jahres erreichten sie ihre Maxima. Dabei waren Spannungen σ_1 beim Fall 3 bzw. Fall 2 am wasserseitigen Mauerfuss um ca. 3.00 bzw. 2.65 MPa, und am 0.5 m vom Mauerfuss entfernten Punkt um noch ca. 1.90 bzw. 1.55 MPa größer als die beim Fall 1 und Fall 4 (siehe Abb.C.11). Die Orientierung der Hauptspannungen σ_1 und σ_3 war wie in Abb.5.16 gezeigt. Wie die Spannungen schwankte α_0 auch mit der Jahreszeit. Für die Hauptspannungen am wasserseitigen Mauerfuss betrug α_0 beim Fall 2 und 3 zwischen 24 und 31° , beim Fall 1 zwischen 7 und 19° und beim Fall 4 zwischen 11 und 17° . Je größer die Spannung σ_1 , desto größer der Winkel α_0 .

- **Im Bereich nahe der Mauerkrone**

Um die Temperatur und Spannungen im Bereich nahe der Mauerkrone bei unterschiedlichen Frischbetontemperaturen zu vergleichen, wurden die Ergebnisse beim

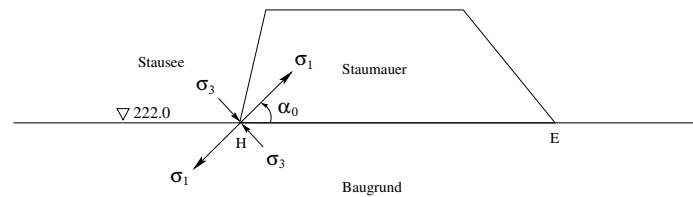


Abb. 5.16: Hauptspannungen und ihre Richtung am wasserseitigen Mauerfuß

Fall 1, Fall 4 und den folgenden zwei Fällen in Betracht gezogen:

- 5 Die Kontrolltemperatur T_0 betrug 5 °C für Betonschichten bis Höhe 270 müNN, 35 °C für Betonschichten zwischen 270 und 362 müNN, und 20 °C für Betonschichten von 362 bis 382 müNN; Bei $T_0 = 35\text{ °C}$ nahm die Frischbetontemperatur immer die Lufttemperatur zum Zeitpunkt der Betonierung jeweiliger Betonschicht an, da die Lufttemperatur dabei immer niedriger als $T_0 = 35\text{ °C}$ war und die Frischbetontemperatur mit der Höchst- T_0 -Methode kontrolliert wurde;
- 6 Die Kontrolltemperatur T_0 betrug 5 °C für Betonschichten bis Höhe 270 müNN und 25 °C für übrige Betonschichten (von 270 bis 382 müNN);

Für den zu betrachtenden Bereich nahe der Mauerkrone (zwischen 362 und 382 müNN) traten die maximalen Zugspannungen an der Mauerkrone (Höhe 382 müNN) und an den Betonoberflächen auf der Höhe 370.4 müNN auf. Die Temperatur- und Spannungsentwicklung im Beton auf diesen zwei Höhen sind in Abb.C.12 bis Abb.C.25 dargestellt. Im Beton auf den beiden betrachteten Höhen waren die Schubspannungen sehr klein. Die Spannungen σ_x , σ_y und σ_z wurden daher als Hauptspannungen betrachtet. In der Mitte der Mauerkrone war σ_x die erste Hauptspannung σ_1 . An den Rändern der beiden betrachteten Höhen war σ_z die erste Hauptspannung σ_1 . Daher werden für die Spannungen nur σ_x in der Mitte der Mauerkrone und σ_z an den Rändern der beiden betrachteten Höhen in den Abbildungen im Anhang dargestellt.

Wie im Bereich nahe dem Mauerfuß hatte die Frischbetontemperatur sehr geringen Einfluss auf die Temperaturentwicklung im Beton nahe der Oberfläche (Abb.C.12, Abb.C.13, und Abb.C.15). Der deutliche Unterschied zwischen der Temperaturverteilung bei $T_0 = 5\text{ °C}$ und denjenigen bei T_0 mit anderen Werten im ersten Sommer nach der Beendigung der Bauausführung in Abb.C.12 und Abb.C.13 liegt daran, dass bei $T_0 = 5\text{ °C}$ die Betonoberfläche bis zu einem Betonalter von 180 Tagen mit Sprühwasser gekühlt wurde, während bei T_0 mit anderen Werten die Betonoberfläche nur bis zu einem Betonalter von 90 Tagen mit Sprühwasser gekühlt wurde.

Die Entwicklungen der Temperatur in der Mitte des Betons auf der Höhe 370.4 müNN bei verschiedenen T_0 waren bis ca. zwei Jahre nach dem Bauende deutlich von T_0 abhängig (siehe Abb.C.14). Danach schwankte sie um einer Temperatur von ca. 22 °C . Diese Temperatur lag um 4.5 K höher als die Jahresmitte der Lufttem-

Tabelle 5.9: Maximale Temperaturerhöhungen im Beton (in der Mitte auf der Höhe 370.4 müNN, 6.8 m zur Wasserseite)

T_0 (°C)	T_{0b} (°C)	T_{1max} (°C)	Zeitspanne (Tag)	$T_{1max} - T_{0b}$ (K)
5	5	23.65	52	18.65
15	10	29.33	28	14.33
20	15	32.17	24	12.17
25	25	34.87	22	9.87

peratur (17.5 °C), was auf die Wirkung der Sonnenstrahlung zurückzuführen sein dürfte. Wegen der Kopplung zwischen Hydratation und Prozesstemperatur erreichte die Temperatur an dieser Stelle ihre erste Spitze T_{1max} bei unterschiedlichem T_0 nach unterschiedlicher Zeit (siehe Tabelle 5.9). T_{0b} in Tabelle 5.9 war die tatsächliche Frischbetontemperatur. Da die Frischbetontemperatur für die Betonschichten oberhalb der Höhe 362.0 müNN mit der Konstant- T_0 -Methode kontrolliert wurde, nahm T_{0b} die Kontrolltemperatur T_0 an. Die Zeit in der Tabelle zählt vom Beginn der Betonierung auf dieser Höhe. Es ist zu sehen, dass es bei $T_0 = 5$ °C viel länger als bei höherem T_0 gedauert hatte. Die Temperaturerhöhung $T_{1max} - T_{0b}$, betrug 18.65 bzw. 9.87 K bei $T_0 = 5$ bzw. 25 °C, um ca. 1.77 K höher bzw. 7.01 K niedriger als der maximale adiabatische Temperaturanstieg des Betons (16.88 K). Dieses lag daran, dass bei $T_0 = 5$ °C die Hydratation im Beton nur langsam erfolgte und der Beton kurz nach der Betonierung zuerst von der wärmeren Umgebung erwärmt wurde, während bei $T_0 = 25$ °C die Hydratation viel schneller erfolgte und die Wärme im Beton sofort nach der Betonierung in die kühlere Umgebung abfloss.

Anders als die Temperaturentwicklungen unterschieden sich die Spannungsentwicklungen im Beton nahe der Oberfläche erheblich je nach Frischbetontemperatur und Betonalter (siehe Abb.C.16 bis Abb.C.25).

Im frühen Betonalter konnten sich große Zugspannungen (im Vergleich zu den Zugfestigkeiten bei diesen Betonaltern) im Randbereich des Betons aufbauen (siehe Abb.C.16 bis Abb.C.21). Je höher die Frischbetontemperatur, desto größer die Zugspannungen. Bei $T_0 = 25$ °C war die Zugspannung σ_z am wasserseitigen Rand der Mauerkrone kurz nach der Betonierung (um 2:30 Uhr am 11.Mai Jahr 3, 19 Stunden nach der Betonierung) schon so groß, dass sie fast die Zugfestigkeit bei $T_0 = 20$ °C erreichte und die Bauwerkfestigkeit ($0.85 f_z[65]$) überschritt (siehe Abb.C.18). Auf der Mauerkrone war die Zugspannung σ_z am wasserseitigen Rand zu diesem Zeitpunkt größer als diejenige am luftseitigen Rand (Abb.C.21). Dies lag daran, dass der wasserseitige CMC-Schutz 1 m dick war und der luftseitige CMC-Schutz nur 0.5 m dick (siehe Abb.C.1). Die Temperaturerhöhung infolge Hydratationswärme und daher die Temperatur in der Mitte des wasserseitigen CMC-Schutzes (0.5 m von der Wasserseite entfernt) war zu diesem Zeitpunkt bei $T_0 = 25$ bzw. 20, 15 und 5 °C um 1.66 bzw. 1.37, 1.09 und 0.46 K höher als die in der Mitte des luftseitigen CMC-Schutzes (13.35 m von der Wasserseite und 0.25 m von der Luftseite entfernt) (Abb.C.20). Außerdem war die Temperatur am luftseitigen Rand der

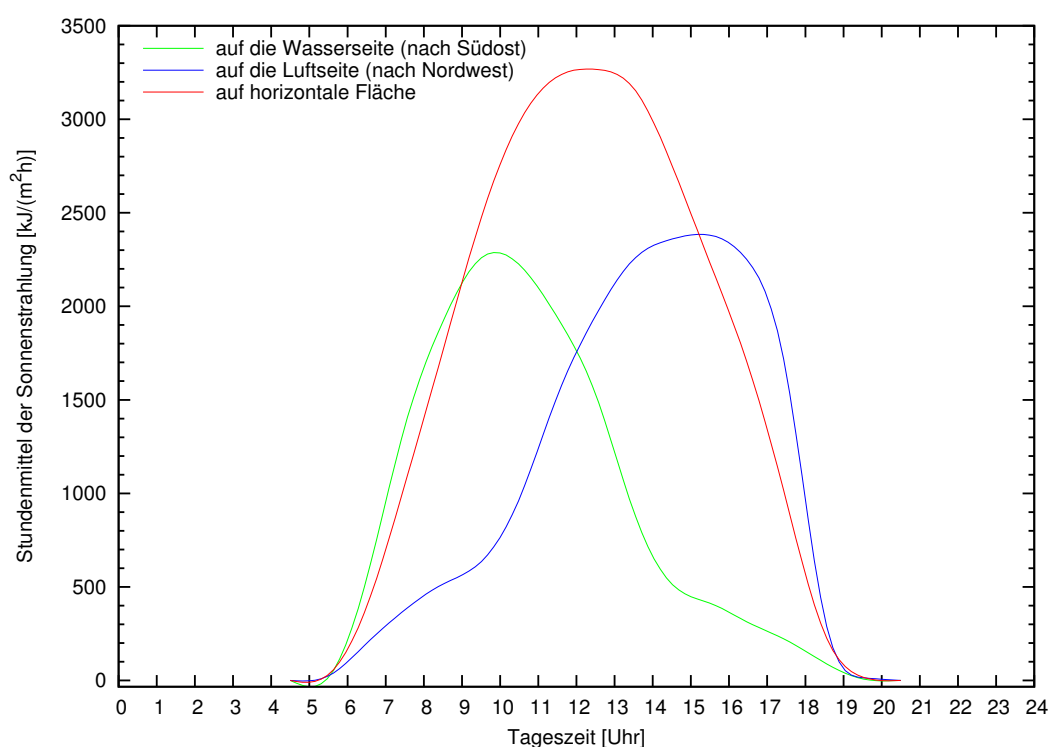


Abb. 5.17: Globalstrahlungen auf die Oberflächen der Mauer am 10. Mai Jahr 3

Mauerkrone im Gegensatz zur niedrigeren Temperatur in der Mitte des luftseitigen CMC-Schutzes deutlich höher als diejenige am wasserseitigen Rand (Abb.C.20). Dies war auf die höhere Globalsonnenstrahlung auf die Luftseite der Mauer am vorigen Nachmittag zurückzuführen (siehe Abb.5.17).

Im Vergleich zum Beton an den wasser- und luftseitigen Rändern auf der Mauerkrone war der Beton in der Mitte der Mauerkrone sowie an den wasser- und luftseitigen Rändern auf der Höhe 370.4 müNN nur in einer Richtung der freien Luft ausgesetzt. Daher erfolgte an diesen Stellen die Abkühlung des Betons durch kühlere Luft und Verdunstung langsamer. Dementsprechend erreichten die im Frühalter auftretenden Zugspannungen an diesen Stellen (σ_z und σ_x in der Mitte der Mauerkrone sowie σ_z an den wasser- und luftseitigen Rändern auf der Höhe 370.4 müNN) zu den späteren Zeitpunkten ihre jeweiligen Maxima (siehe Abb.C.17 und Abb.C.16). Je später, desto auch größer die maximal erreichten Zugspannungen.

Nach bestimmter Zeit kehrte sich diese Abhängigkeit der Spannungen von T_0 um. Schon ca. 4.5 Tage nach dem Beginn der Betonierung war σ_z am wasserseitigen Rand der Mauerkrone bei niedriger T_0 größer (Abb.C.18). In der Mitte der Mauerkrone und an den Rändern auf der Höhe 370.4 müNN war diese Zeitspanne größer (2 bis 4 Wochen, siehe Abb.C.16 und Abb.C.17). Nach dieser Zeitspanne bestand für immer diese umgekehrte Abhängigkeit der Spannungen σ_z und σ_x von T_0 (Abb.C.22 bis C.24). Bei $T_0 = 5^\circ\text{C}$ waren die Spannungen deutlich größer als die bei ande-

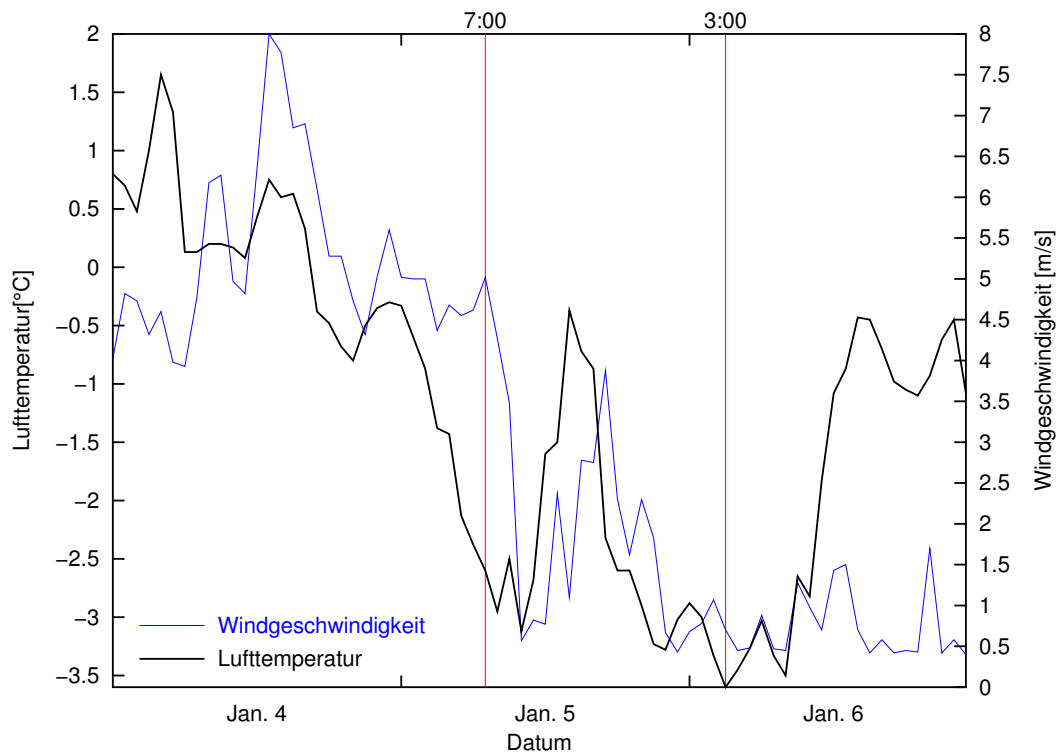


Abb. 5.18: Lufttemperatur und Windgeschwindigkeit vom 4. Januar bis 6. Januar

rem T_0 . Die Spannungen σ_z und σ_x in der Mitte der Mauerkrone sowie σ_z an den wasser- und luftseitigen Rändern der beiden betrachteten Höhen waren im Winter Zugspannungen und erreichten bei den gegebenen Witterungsbedingungen um 7 Uhr am 5. Januar jedes Jahres ihre Maxima. Mit der zugrunde gelegten Lufttemperatur war die Mauer von 4. Januar bis 6. Januar einer Kältewelle ausgesetzt. Die Lufttemperatur war um 3 Uhr am 6. Januar am niedrigsten (-3.6 °C). Der Grund, dass die maximalen Spannungen um 7 Uhr am 5. Januar statt um 3 Uhr am 6. Januar auftraten, lag daran, dass die Windgeschwindigkeit um 7 Uhr am 5. Januar 5 m/s betrug und deutlich höher als die Windgeschwindigkeit um 3 Uhr am 6. Januar war (Abb. 5.18). Bei $T_0 = 5\text{ °C}$ war σ_x in der Mitte der Mauerkrone im ersten Winter nach dem Bauende schon so groß, dass sie die Zugfestigkeit des Betons deutlich überschritt (Abb. C.25). Erst bei einem $T_0 > 15\text{ °C}$ konnten die Spannungen σ_x unter der Bauwerkfestigkeit gehalten werden.

- **Im von dem Mauerfuss und der Mauerkrone entfernten Bereich**

Mit dem in Tabelle 5.8 angegebenen Bauausführungsplan setzte sich die Betonierung auch im Sommer fort. Die maximalen Zugspannungen traten dann im Winter am wasser- und luftseitigen Rand des im Sommer eingebauten Betons auf. Der Beton zwischen 227 und 240 müNN wurde im ersten Sommer (zwischen Anfang Juni und Ende August Jahr 1) eingebracht. Der Beton in diesem Höhenbereich war nicht weit von dem Mauerfuss (222 müNN) entfernt. Damit die maximalen Zugspannungen im Beton am wasserseitigen Mauerfuss auf einem relativ niedrigen Niveau gehalten werden konnten, wurde bei den meisten Berechnungsfällen die Temperatur

für den Frischbeton zwischen 222 und 270 müNN auf $T_0 = 5^\circ\text{C}$ beschränkt. Die Wirkungen der Frischbetontemperatur auf die Temperatur und Spannungen im von dem Mauerfuss und der Mauerkrone entfernten Bereich wurden durch Vergleich der Temperatur- und Spannungsentwicklung im Bereich des im Sommer Jahr 2 eingebauten Betons beim Fall 4, 5, 6 und folgenden zwei Fällen veranschaulicht.

- 7 T_0 ist gleich wie beim Fall 1. Anders als beim Fall 1 wurde die Betonoberfläche zwischen 362.0 und 380.0 müNN nur bis zu einem Betonalter von 90 Tagen mit Sprühwasser gekühlt;
- 8 Die Kontrolltemperatur T_0 betrug 5°C für Betonschichten bis Höhe 270 müNN, 10°C für Betonschichten zwischen 270 und 362 müNN, und 20°C für Betonschichten von 362 bis 382 müNN;

Im Bereich, wo der Beton im zweiten Sommer eingebracht wurde, traten die maximalen Zugspannungen am wasser- und luftseitigen Rand je nach Frischbetontemperatur auf der Höhe 285.2 oder 286.1 müNN auf. Am größten waren die Spannungen σ_z bei $T_0 = 5$ und 10°C auf der Höhe 285.2 müNN, bei $T_0 = 15^\circ\text{C}$ am luftseitigen Rand auf der Höhe 285.2 und am wasserseitigen Rand auf der Höhe 286.1 müNN, und bei $T_0 = 25$ und 35°C auf der Höhe 286.1 müNN. Die Temperatur und Spannungen im Beton auf der Höhe 285.2/286.1 müNN bei den obengenannten Fällen, nämlich bei unterschiedlichen T_0 wurden untersucht.

Ähnlich wie im Bereich nahe der Mauerkrone wiesen die Temperaturentwicklungen auf der Betonoberfläche bei verschiedenen T_0 geringen Unterschied auf. Im von der Oberfläche entfernten Bereich waren die Temperaturentwicklungen von T_0 und dem Abstand zur Betonoberfläche abhängig. In Abb.C.26 und Abb.C.27 sind die Temperaturentwicklungen an zwei Stellen (am 5 m vom wasserseitigen Rand entfernten Punkt und in der Mitte) auf der betrachteten Höhe bei unterschiedlichen T_0 dargestellt. Die maximal erreichten Temperaturen T_{max} , die maximalen Temperaturerhöhungen $T_{max} - T_{0b}$, wobei T_{0b} die tatsächliche Frischbetontemperatur war, und die Zeitspanne vom Beginn der Betonierung bis zum Zeitpunkt der jeweiligen maximalen Temperatur an diesen zwei Stellen bei unterschiedlichen T_0 sind in Tabelle 5.10 und Tabelle 5.11 angegeben. T_l in den beiden Tabellen war die durchschnittliche Lufttemperatur während der Betonierung der Betonschicht auf jeweiliger Höhe. Da die Frischbetontemperatur mit der Höchst- T_0 -Methode für den Beton unterhalb der Höhe 362.0 müNN kontrolliert wurde, waren die tatsächlichen Frischbetontemperaturen T_{0b} bei $T_0 \leq 25^\circ\text{C}$ den jeweiligen Kontrolltemperaturen gleich. Nur bei $T_0 = 35^\circ\text{C}$ war T_l niedriger und die Frischbetontemperatur nahm dann T_l an. Da die Hydratation des Zements im Beton bei höherer Temperatur schneller erfolgte, erreichte die Temperatur im Beton unter den ansonsten gleichen Bedingungen bei höherer Frischbetontemperatur und damit höherer Prozesstemperatur ihre Maxima nach weniger Zeit ab dem Beginn der Betonierung. Im Vergleich zu den maximalen Temperaturerhöhungen im Beton auf der Höhe 370.4 müNN (siehe Tabelle 5.9), welcher am 12. April Jahr 3 betoniert wurde, waren diejenigen im Beton auf der Höhe 285.2 bzw. 286.1 müNN, welcher am 11. bzw. 14. Juli Jahr 2 betoniert wurde, bei gleicher Frischbetontemperatur wegen der höheren Lufttemperatur deutlich höher.

Tabelle 5.10: Maximale Temperaturerhöhungen im Beton (in der Mitte auf der jeweiligen Höhe, ca. 37.5 m zur Wasserseite)

T_0 (°C)	T_l (°C)	T_{0b} (°C)	T_{max} (°C)	$T_{max} - T_{0b}$ (K)	Zeitspanne (Tag)	Höhe (m)
5	29	5	29.50	24.50	76	285.2
10	29	10	31.22	21.22	72	285.2
15	29	15	32.91	17.91	68	285.2
25	29.5	25	36.32	11.32	62	286.1
35	29.5	29.5	37.27	7.77	53	286.1

Tabelle 5.11: Maximale Temperaturerhöhungen im Beton (5m zur Wasserseite auf der jeweiligen Höhe)

T_0 (°C)	T_l (°C)	T_{0b} (°C)	T_{max} (°C)	$T_{max} - T_{0b}$ (K)	Zeitspanne (Tag)	Höhe (m)
5	29	5	29.33	24.33	43	285.2
10	29	10	30.91	20.91	36	285.2
15	29	15	32.54	17.54	34	286.1
25	29.5	25	35.76	10.76	25	286.1
35	29.5	29.5	36.79	7.29	13	286.1

Die Spannungsentwicklungen im Beton auf der Höhe 285.2/286.1 müNN bei unterschiedlichen Frischbetontemperaturen waren in den ersten Wochen nach der Betonierung ähnlich wie die im Bereich nahe der Mauerkrone. Die Spannung σ_z am wasser- oder luftseitigen Rand nahm bis zu einem bestimmten Zeitpunkt mit erhöhtem T_0 zu. Wegen der höheren Lufttemperatur war die σ_z hier bei jedem T_0 deutlich kleiner als die auf der Höhe 370.4 müNN. Diese Abhängigkeit der Spannung σ_z von der Größe von T_0 blieb unverändert für eine viel längere Zeit als die auf der Höhe 370.4 und 382.0 müNN.

Nach etwa fünf Monaten wurde am wasser- oder luftseitigen Rand die Spannung σ_z bei $T_0 = 5^\circ\text{C}$ am größten. Unter den gegebenen Witterungsbedingungen erreichte σ_z bei jeder T_0 am wasserseitigen Rand am 5. Januar Jahr 3 (im ersten Winter nach der Betonierung) ihr Maximum (Abb. C.28 und Abb. C.29) und am luftseitigen Rand am 5. Januar Jahr 4 (im zweiten Winter nach der Betonierung) ihr Maximum (Abb. C.30 und Abb. C.31). Die maximalen Spannungen σ_z bei T_0 mit unterschiedlichen Größen sind in Tabelle 5.12 angegeben. Aus Abb. C.29, Abb. C.31 und Tabelle 5.12 ist es zu sehen, dass die im Winter erreichte maximale Zugspannung σ_z bei $T_0 = 5^\circ\text{C}$, insbesondere am luftseitigen Rand, deutlich größer als die bei T_0 mit anderem Wert war. Der Unterschied zwischen den maximalen Größen von σ_z bei $T_0 \geq 10^\circ\text{C}$ betrug ca. 0.10 bzw. 0.15 MPa am wasser- bzw. luftseitigen Rand, nur ca. 7%. Ein optimales T_0 , bei dem am sowohl wasserseitigen als auch luftseitigen Rand die Zugspannung σ_z am kleinsten war, lag zwischen 15 und 25 °C.

Tabelle 5.12: Maximale Größen von σ_z bei unterschiedlichen T_0 (MPa)

Position	Datum	T_0 (°C)				
		5	10	15	25	35
Am wassers. Rand	5.Jan. Jahr 3	2.28	2.14	2.10	2.15	2.20
Am lufts. Rand	5.Jan. Jahr 4	2.50	2.22	2.19	2.07	2.13

Wirkungen der Frischbetontemperatur bei 2D-Spannungsberechnungen

Bei den bisherigen Untersuchungen in Abschnitt 5.7.3 wurde angenommen, dass die Mauer mit Querfugen gebaut wurde. Die Spannungen in der Mauer bei unterschiedlichen Frischbetontemperaturen wurden mit dem 3D-Modell berechnet. Hier wurden die Wirkungen der Frischbetontemperatur auf die Spannungen in der Mauer, die eine viel größere Abmessung in der Mauerachsenrichtung hatte und ohne Querfugen gebaut worden wäre, anhand vom Modell des ebenen Verzerrungszustandes untersucht. Die Temperaturfelder in der Mauer beim Fall 7 und folgenden zwei Fällen wurden unter den ansonsten gleichen Bedingungen wie bei den vorigen Temperaturberechnungen für die 3D-Spannungsberechnungen berechnet.

9 Die Kontrolltemperatur T_0 betrug 10 °C für alle Betonschichten;

10 Die Kontrolltemperatur T_0 betrug 15 °C für alle Betonschichten;

Die mit dem Modell des ebenen Verzerrungszustandes berechneten Spannungen auf der betrachteten Höhe 222.0, 285.2, 370.4, und 382.0 sind in Abb.C.32 bis Abb.C.37 dargestellt. Es ist zu sehen, dass die Frischbetontemperatur eine einheitliche Wirkung auf die Spannungen im Beton auf allen betrachteten Höhen außer der Mauerkrone hatte, nämlich, bei niedriger Frischbetontemperatur die Zugspannungen im Beton deutlich kleiner wurden. Nur auf der Mauerkrone hatte die niedrigere Frischbetontemperatur eine ungünstigere Wirkung auf die Spannungen σ_x in allen außer der Anfangsphase (Abb.C.36 und Abb.C.37). In den ersten zwei Wochen nach der Betonierung waren die Spannungen σ_x bei höherer Frischbetontemperatur größer. Danach wurden sie bei höherem T_0 deutlich kleiner. Diese Abhängigkeit der Spannung σ_x mit T_0 und deren Entwicklung bei unterschiedlichen T_0 sind ähnlich wie die bei 3D-Spannungsberechnungen (siehe Abb.C.17 und Abb.C.24). Auf der Mauerkrone hatte eine Änderung der Frischbetontemperatur im Bereich zwischen 5 und 15 °C geringe Wirkung auf die Spannung σ_z (Abb.C.35), was deutlich von den Ergebnissen bei 3D-Spannungsberechnungen zu unterscheiden war (siehe Abb.C.24, in Abb.C.24 ist die Spannung σ_x in der Mitte der Mauerkrone bei unterschiedlichen T_0 dargestellt. An dieser Stelle wiesen σ_z und σ_x fast gleiche Abhängigkeit von T_0 auf).

Die unterschiedlichen Wirkungen der Frischbetontemperatur auf σ_z bzw. die ähnlichen Wirkungen der Frischbetontemperatur auf σ_x bei 2D- und 3D-Spannungsberechnungen sind auf die unterschiedlichen bzw. ähnlichen Randbedingungen für die Spannungsberechnungen zurückzuführen. Bei den 2D-Spannungsberechnungen waren die Verformungen des Betons in der z-Richtung völlig verhindert, während bei 3D-Spannungsberechnungen die Verformungen des Betons in der z-Richtung am Mauerfuss vom Baugrund und im übrigen Bereich vom Nachbarbeton verhindert wurden. Die Verformungsbehinderungen in

x-Richtung waren bei 2D- und 3D-Spannungsberechnungen gleich. Am Mauerfuss wurden die Verformungen in x-Richtung (und in z-Richtung) vom Mauerfuss verhindert. Dadurch entstanden im Beton Zwangsspannungen in x-Richtung (und in z-Richtung). Bei niedrigerer Frischbetontemperatur wurden diese Zwangsspannungen kleiner. Auf der Mauerkrone war die Abmessung der Mauer in x-Richtung relativ klein, die Verformungen der Betonoberfläche in der Mitte der Mauerkrone wurden in x-Richtung fast nur durch internen (unteren) Beton verhindert. Die dadurch entstehenden Eigenspannungen wurden außer in der Anfangsphase bei höherer Frischbetontemperatur niedriger.

5.7.4 Sonnenstrahlung und Verdunstung

In diesem Abschnitt werden zuerst die Wirkungen der Sprühwasserkühlungsdauer, Oberflächenrauheitshöhe und Albedo auf die Spannungsentwicklung in der Mauer in Betracht gezogen. Danach werden die Temperatur- und Spannungsentwicklungen in der Mauer bei Mit- und Nichtberücksichtigung der Sonnenstrahlung und Verdunstung verglichen. Die Temperatur- und Spannungsberechnungen wurden unter folgenden Annahmen durchgeführt:

- Die Kontrolltemperatur T_0 betrug 5°C für Betonschichten bis Höhe 270 müNN, 25°C für Betonschichten zwischen 270 und 362 müNN, und 20°C für Betonschichten von 362 bis 382 müNN; Die Frischbetontemperatur wurde mit der Höchst- T_0 -Methode für den Beton unterhalb der Höhe 362.0 müNN (siehe Abb.C.1) und mit der Konstant- T_0 -Methode für den Beton oberhalb der Höhe 362 müNN kontrolliert;
- Die Spannungsberechnungen erfolgten anhand vom 3D-Modell mit einem Querfugenabstand von $b = 15\text{ m}$ und $n_u = 4$;
- Wenn nicht ausdrücklich angegeben wird, waren alle übrigen Annahmen und Bedingungen für die Temperatur- und Spannungsberechnungen gleich wie in Abschnitt 5.7.1.

Zeitdauer der Sprühwasserkühlung

Hier wurde angenommen, dass alle Betonoberflächen ab der Betonierung bis zu einem Betonalter $\tau \leq \tau_k$ mit Sprühwasser behandelt wurden. Die Sprühwasserkühlung wurde auch für die Bodenoberflächen (bis 50 m ab dem wasserseitigen Mauerfuss und bis 10 m ab dem luftseitigen Mauerfuss) verwendet. Die Kühlungsdauer war gleich wie die für die angrenzende Betonoberfläche. Die Temperatur- und Spannungsentwicklungen in der Mauer wurden bei $\tau_k = 7, 30, 90$ und 180 Tagen berechnet. Die Ergebnisse sind für die betrachteten Höhen in Abb.C.38 bis Abb.C.59 dargestellt.

Da die Betonoberfläche bei $\tau \leq \tau_k$ mit Wasser besprüht und immer feucht gehalten wurde, wurde die Nettosonnenstrahlung während dieser Zeit mehr oder weniger durch Verdunstung des Sprühwassers auf den Betonoberflächen ausgeglichen. Damit waren Temperaturentwicklungen im Beton bei unterschiedlichen τ_k deutlich von einander unterschieden. Je länger die Betonoberflächen mit Sprühwasser gekühlt wurden, desto niedriger war die

Betontemperatur im Randbereich der Mauer (siehe Abb.C.38, Abb.C.39, Abb.C.42 bis Abb.C.46). Etwa 6 Monate nach der Betonierung reichte die Wirkung der Sprühwasserkühlung bis über 15 m unter den Betonoberflächen (siehe Abb.C.52 und Abb.C.56). Im weit von den Oberflächen entfernten Bereich, wie z.B. in der Mitte auf der Höhe 286.1 müNN, unterschieden sich die Temperaturentwicklungen bei unterschiedlichen τ_k kaum (siehe Abb.C.47). In der Mitte auf der Höhe 222.0 oder 231.5 müNN war die Temperatur aber deutlich von τ_k abhing (siehe Abb.C.40 und Abb.C.41, vergleiche mit der Abb.C.47), obwohl noch weiter von der Wasser- und Luftseite entfernt. Dieses lag wohl daran, dass die Betonierung nach dem Bauausführungsplan bei der Höhe 227.0 müNN, nämlich nach Betonierung der 5 m dicken Pufferschicht im Mauerfuss, für 40 Tage zur Behandlung des Baugrundes abgebrochen wurde. Bei $\tau_k \leq 90$ Tagen wurde die Temperatur im Betonblock zwischen der Höhe 222.0 und 227.0 müNN mit zunehmender Kühlungszeit niedriger. Die Temperatur in Beton auf der Höhe 222.0 und 231.5 müNN wurde damit beeinflusst.

Die Temperaturverteilungen auf der Höhe 231.5 müNN im ersten Winter nach der Betonierung (Abb.C.52) waren bei unterschiedlichen τ_k deutlich von denjenigen (Abb.C.56) auf der Höhe 286.1 müNN unterschieden. Dieses ist hauptsächlich auf die unterschiedlichen Frischbetontemperaturen für den Bereich nahe den beiden Höhen zurückzuführen. Die Temperatur im Kernbereich auf der Höhe 286.1 müNN war wegen der höheren Frischbetontemperatur ($T_{ob} = T_0 = 25^\circ\text{C}$ vs. $T_{ob} = T_0 = 5^\circ\text{C}$) deutlich höher als die im Kernbereich auf der Höhe 231.5 müNN. Bei $T_0 = 5^\circ\text{C}$, nämlich bei $T_{ob} = 5^\circ\text{C}$, konnte die Hydrationswärme kaum in die Umgebung abfließen. Im Gegenteil wurde der Beton im Randbereich durch Sonnenstrahlung und wärmere Luft erwärmt. Damit entstanden zwei Temperaturberge im Bereich nahe dem wasser- und luftseitigen Rand. Bei $T_0 = 25^\circ\text{C}$, nämlich bei $T_{ob} = 25^\circ\text{C}$, war die Temperatur im Bereich nahe dem Rand im ersten Winter nach der Betonierung nur bei $\tau_k = 7$ Tage geringfügig höher als die Temperatur in der Mitte.

Die maximalen Zugspannungen in der Mauer unterschieden sich deutlich je nach τ_k und der betrachteten Höhe in der Mauer:

- Bei der Höhe mit niedriger Frischbetontemperatur (wie. z.B. 231.5 müNN ($T_{ob} = T_0 = 5^\circ\text{C}$)) war der Unterschied zwischen den maximalen Zugspannungen bei $\tau_k \geq 30$ Tagen nicht sehr groß (Abb.C.51). Die maximale Zugspannung am luftseitigen Rand auf der Höhe 231.5 müNN war bei $\tau_k = 30$ Tagen nur um 0.13 MPa größer als die bei $\tau_k = 180$ Tagen.
- Bei der Höhen mit höherer Frischbetontemperatur (wie. z.B. 286.1 müNN ($T_{ob} = T_0 = 25^\circ\text{C}$) und 370.4 müNN ($T_{ob} = T_0 = 25^\circ\text{C}$)) war die Sprühwasserkühlung auch nach 90 Tagen sehr wirkungsvoll (siehe z.B. Abb.C.55). Die maximalen Zugspannungen im Beton auf der Höhe 286.1 bzw. 370.4 müNN traten im ersten Winter nach der Betonierung der jeweiligen Höhe am wasserseitigen Rand auf. Sie waren bei $\tau_k = 90$ Tagen um 0.71 bzw. 0.30 MPa größer als die bei $\tau_k = 180$ Tagen.
- Im Mauerfuss waren die Wirkungen der Sprühwasserkühlung auf die maximalen

Zugspannungen auch bei $\tau_k \geq 90$ Tagen deutlich zu spüren. Die maximalen Zugspannungen am wasserseitigen Mauerfuss unterschieden sich erheblich bei $\tau_k \geq 30$ Tagen (Abb.C.48 und Abb.C.49), obwohl die Frischbetontemperatur in diesem Bereich auch nur 5°C betrug. Dieses lag daran, dass die dem Mauerfuss angrenzende Bodenoberfläche während der Kühlungszeit des Betons am wasserseitigen Mauerfuss auch mit Sprühwasser gekühlt wurde. Die Betonoberfläche am wasserseitigen Mauerfuss und die angrenzende Bodenoberfläche sollten mindestens für 180 Tage mit Sprühwasser gekühlt werden, da auch bei $\tau_k = 180$ Tagen die erste Hauptspannung am wasserseitigen Mauerfuss fast die Bauwerkfestigkeit des Betons erreichte (Abb.C.48).

- Auf der Mauerkrone genügte eine Kühlungszeit von 90 Tagen, da der Unterschied zwischen den maximalen Zugspannungen im Winter bei $\tau_k = 90$ und 180 Tagen sehr klein war (Abb.C.59).

Zusätzliche Kühlung

Auch bei einer Kühlungszeit von 180 Tagen betrug die maximale Spannung σ_z am luftseitigen Rand auf der Höhe 231.5 müNN im zweiten Winter nach der Betonierung 2.8 MPa, ca. 78% der Zugfestigkeit des Betons. Auch die maximale Spannung σ_z am wasserseitigen Rand auf der Höhe 370.4 müNN im ersten Winter war sehr groß und lag bei 2.58 MPa, ca. 74% des Zugfestigkeit des Betons. Diese hohen Zugspannungen wurden durch zusätzliche Sprühwasserkühlungen noch gesenkt. Es wurde angenommen, dass die Betonoberflächen und die angrenzenden Bodenoberflächen bei $\tau \leq \tau_k$ und zusätzlich während der warmen Jahreszeiten mit Wasser besprüht wurden. τ_k und die zusätzlichen Kühlungszeiten sind für die Betonoberflächen ober- und unterhalb der Höhe 362.0 müNN in Tabelle 5.13 angegeben. Die Kühlungsdauer für die Bodenoberfläche (bis 50 m ab dem wasserseitigen Mauerfuss bzw. bis 10 m ab dem luftseitigen Mauerfuss) war gleich wie die für die angrenzende Betonoberfläche.

Tabelle 5.13: Der zeitliche Plan für die Sprühwasserkühlung der Betonoberflächen

Höhen der Betonoberflächen (müNN)	τ_k (Tage)	zusätzliche Kühlungszeiten
von 222.0 bis 362.0	180	vom 1. Mai bis 31. Oktober Jahr 1 vom 1. Mai bis 31. Oktober Jahr 2
von 362.0 bis 382.0	90	vom 1. Mai bis 31. Oktober Jahr 3 vom 1. Mai bis 31. Oktober Jahr 4

Durch die zusätzliche Sprühwasserkühlung während der warmen Jahreszeit wurde die Temperatur auf der Oberfläche während der zusätzlichen Kühlungszeit deutlich niedriger (Abb.C.60, Abb.C.62). Die Temperatur und die Spannungen im Bereich nahe den Oberflächen wurden dadurch beeinflusst. Auf der Betonoberflächen entstanden beim Fall mit zusätzlicher Sprühwasserkühlung niedrige Druckspannungen während der zusätzlichen Kühlungszeit und niedrige Zuspansungen im nachfolgenden Winter (siehe Abb.C.61 und Abb.C.63).

Auf der Höhe 231.5 müNN wurde die Temperatur im Randbereich (bis etwa 20 m vom Rand entfernt) beim Fall mit zusätzlicher Sprühwasserkühlung niedriger (siehe Abb.C.64). Durch die zusätzliche Sprühwasserkühlung wurden die infolge Sonnenstrahlung entstehenden Temperaturberge abgeflacht und die Temperaturgefälle im Randbereich deutlich gemindert. Die maximale Zugspannung σ_z am luftseitigen Rand im zweiten Winter nach der Betonierung wurde von 2.8 MPa auf 2.16 MPa reduziert (siehe auch Abb.C.65).

Auf der Höhe 370.4 müNN ist die Mauer nur 13.6 m dick. Die Temperatur im Beton auf dieser Höhe wurde von der Oberflächen bis in die Mitte durch zusätzliche Sprühwasserkühlung abgesenkt (siehe Abb.C.66). Die Temperaturgefälle und damit auch die Zugspannungen am wasser- und luftseitigen Rand wurden niedriger. Die maximale Zugspannung σ_z am wasserseitigen Rand im ersten Winter nach der Betonierung wurde von 2.58 MPa auf 2.07 MPa reduziert (siehe auch Abb.C.67).

Zur Oberflächenrauheitshöhe und Albedo

Bisher wurde bei der Temperaturberechnung von einer Oberflächenrauheitshöhe $z_0 = 2.5$ mm für alle Oberflächen, einer Albedo $\alpha_n = 0.1$ für nasse (befeuchtete) Oberflächen und einer Albedo $\alpha_t = 0.4$ für trockene Oberflächen ausgegangen. $z_0 = 2.5$ mm ergab sich aus (2.96) mit $C = 8$ und $k_s = 20$ mm (äquivalente Sandrauheit), wobei $k_s = 20$ mm der oberen Grenze des in [52] gegebenen Bereichs für rauhe Betonoberfläche (6 bis 20 mm) entsprach. $\alpha_n = 0.1$ bzw. $\alpha_t = 0.4$ entsprach der unteren Grenze des in Tabelle 2.2 gegebenen Bereichs bei großer Sonnenhöhe für befeuchtete glatte und rauhe Betonoberfläche bzw. für trockene glatte Betonoberfläche. Die Beeinflussungen der Oberflächenrauheitshöhe und Albedo auf die Temperatur und damit die Spannungen in der Mauer wurden unter ansonsten gleichen Bedingungen wie oben beim Fall mit zusätzlicher Kühlung durch Variation der Oberflächenrauheitshöhe und Albedo bei den Temperaturberechnungen untersucht. Die Ergebnisse werden hier beispielhaft durch Vergleich der Temperatur und Spannungen auf den betrachteten Höhen 231.5 und/oder 281.6 müNN bei unterschiedlichen Oberflächenrauheitshöhen und Albedos veranschaulicht. Bei den Berechnungen wurden für die obersten horizontalen Flächen (RCC sowie Baugrube) die Oberflächenrauheitshöhe $z_0 = 2.5$ mm unverändert gelassen, für die Wasser- und Luftseite der Mauer z_0 zwischen 0.125 bis 2.5 mm, nämlich k_s zwischen 1 und 20 mm, für nasse Oberflächen die Albedo α_n zwischen 0.1 und 0.2 und für trockene Oberflächen die Albedo α_t zwischen 0.4 und 0.5 variierend gelassen.

- **Die Oberflächenrauheitshöhe** beeinflusst die Verdunstung sowie den konvektiven Wärmeübergang zwischen Betonoberflächen und Luft und damit die Temperatur und Spannungen in der Mauer. Die Temperatur und Spannungen in der Mauer wurden bei $z_0 = 0.125, 0.4375, 0.75$ und 2.5 mm (nämlich $k_s = 1, 3.5, 6$ und 20 mm) für die Wasser- und Luftseite der Mauer berechnet. Für die Temperaturberechnungen wurde $\alpha_n = 0.1$ bzw. $\alpha_t = 0.4$ für alle nassen bzw. trockenen Oberflächen gewählt.

Mit zunehmender z_0 (k_s) wurde die Temperatur an den Betonoberflächen während der Kühlungszeit niedriger (siehe Abb.C.68 und Abb.C.69). Mit der Zeit wurde die Temperatur im von den Betonoberflächen entfernten Bereich (bis 30 m unter

der Oberfläche nach etwa 18 Monaten ab der Betonierung, siehe Abb.C.76 auch bei größer z_0 (k_s) niedriger.

Die Spannungen am Rand der betrachteten Höhen waren in den ersten 4 bis 5 Wochen nach der Betonierung bei größerer k_s (rauherer Fläche) größer (siehe Abb.C.70 und Abb.C.71). Danach wurden die Spannungen bei kleinem k_s (glatterer Fläche) größer (siehe auch Abb.C.73, Abb.C.75, Abb.C.78 und Abb.C.79). Auf der betrachteten Höhe 231.5 müNN trat die maximale Zugspannung σ_z am luftseitigen Rand auf. Sie betrug 2.39 MPa im zweiten Winter nach der Betonierung bei $k_s = 1$ mm, ca. 4% größer als die bei $k_s = 3.5$ mm und 11% größer als die bei $k_s = 20$ mm ($k_s = 3.5$ mm bzw. $k_s = 20$ mm entspricht dem Mittelwert des in [52] gegebenen Bereichs für glatte Betonoberfläche (1 bis 6 mm) bzw. der oberen Grenze für rauhe Betonoberfläche (6 bis 20 mm)). Auf der betrachteten Höhe 286.1 müNN trat die maximale Zugspannung σ_z vor dem Aufstauen des Stausees hingegen am wasserseitigen Rand auf. Sie betrug 2.51 MPa im ersten Winter nach der Betonierung bei $k_s = 1$ mm, ca. 5% größer als die bei $k_s = 3.5$ mm und 15% größer als die bei $k_s = 20$ mm. Die tatsächlichen Unterschiede zwischen den maximalen Zugspannungen bei $k_s = 1, 3.5$ und 20 mm sollten aber nicht so groß sein, da hier bei den Temperaturberechnungen angenommen wurde, dass die Albedos bei allen k_s gleich wären, und die Tatsache, dass die glatte Betonoberfläche insbesondere im trockenen Zustand größere Albedo hat [97] und die Zugspannungen bei größerer Albedo kleiner werden (siehe unten), die Wirkung der Oberflächenrauheit auf die Zugspannungen am Rand auf den betrachteten Höhen gemildert wurde.

- **Die Albedo** beeinflusst die für die Verdunstung und für die Erwärmung der Mauer zur Verfügung stehende Sonnenstrahlung und dadurch die Temperatur und Spannungen in der Mauer. Die Temperatur und Spannungen in der Mauer wurden bei $\alpha_n = 0.1$ und 0.2 bzw. $\alpha_t = 0.4$ und 0.5 für nasse bzw. trockene Oberflächen berechnet. Für die Temperaturberechnungen wurden $z_0 = 2.5$ mm ($k_s = 20$ mm) für die obersten horizontalen Flächen und $z_0 = 0.4375$ ($k_s = 3.5$ mm) für die Wasser- und Luftseite der Mauer gewählt.

Bei höherer Albedo wurde ein größerer Anteil der auf die Betonoberfläche einfallenden Sonnenstrahlung von der Oberfläche reflektiert. Infolgedessen wurde bei höherer Albedo der Beton in der Mauer weniger erwärmt und die Temperatur im Beton niedriger (siehe Abb.C.80 bis Abb.C.82 sowie Abb.C.84). Da die Betonoberfläche bei $\tau \leq \tau_k$ immer mit Wasser besprüht wurde, hingen die Temperatur sowie die maximale Temperatur in der Mitte auf den betrachteten Höhen für eine längere Zeit (je nach der Abmessung der Mauer auf jeweiliger betrachteten Höhe) nur von α_n ab (siehe Abb.C.80).

Die maximalen Zugspannungen am wasser- bzw. luftseitigen Rand auf den betrachteten Höhen wurden bei höherer Albedo kleiner (siehe z.B. Abb.C.83 und Abb.C.85). Es wurde festgestellt, dass die maximalen Zugspannungen in der Mauer bei $\alpha_n = 0.1$ und $\alpha_t = 0.4$ größer als die bei den anderen zwei Fällen waren. Die maximalen Zug-

spannungen am wasserseitigen Rand auf der Höhe 286.1 waren im ersten Winter nach der Betonierung bei $\alpha_n = 0.1$ und $\alpha_t = 0.4$ um 5% größer als die bei $\alpha_n = 0.2$ und $\alpha_t = 0.5$. Es wurde noch festgestellt, dass die Erhöhung der Albedo für nasse Flächen von $\alpha_n = 0.1$ auf $\alpha_n = 0.2$ größere Wirkungen auf die maximalen Zugspannungen am Rand der betrachteten Höhen als die Erhöhung der Albedo für trockene Flächen von $\alpha_t = 0.4$ auf $\alpha_t = 0.5$ (siehe z.B. Abb.C.85) hatte.

Vergleich mit den Ergebnissen von traditionellen Methoden

In Abschnitt 5.5.2 wurden anhand des 1D-Modells die Temperaturentwicklungen im Beton bei Mit- und Nichtberücksichtigung der Sonnenstrahlung und Verdunstung untersucht. Dabei wurde festgestellt, dass die Sonnenstrahlung und Verdunstung großen Einfluss auf die Temperaturentwicklung im Beton hatten. Die Wirkungen der Sonnenstrahlung und Verdunstung auf die Spannungsentwicklungen in der Mauer wurden durch Vergleich der Ergebnisse bei folgenden drei Fällen veranschaulicht:

- 11 Nach traditionellem Verfahren ohne Berücksichtigung der Sonnenstrahlung und Verdunstung;
- 12 Nach traditionellem Verfahren mit Berücksichtigung der Sonnenstrahlung nach [152] durch Erhöhung der Lufttemperatur bei $\Delta T_s = 5$ K für horizontale Fläche, $\Delta T_s = 3.7$ K für wasserseitige Betonfläche, und $\Delta T_s = 2.7$ K für luftseitige Betonfläche, ohne Berücksichtigung der Verdunstung;
- 13 Nach neuem Verfahren mit Berücksichtigung der Sonnenstrahlung und Verdunstung. Alle Betonoberflächen wurden ab der Betonierung bis zu einem Betonalter $\tau \leq \tau_k = 30$ Tagen mit Sprühwasser behandelt. Die Sprühwasserkühlung wurde auch für die Bodenoberflächen (bis 50 m ab dem wasserseitigen Mauerfuss und bis 10 m ab dem luftseitigen Mauerfuss) verwendet. Die Kühlungsdauer war gleich wie die für die angrenzende Betonoberfläche. Es wurden noch $z_0 = 2.5$ mm ($k_s = 20$ mm, obere Grenze für rauhe Betonoberfläche) für die obersten horizontalen Flächen (RCC und Baugrube), $z_0 = 0.4375$ mm ($k_s = 3.5$ mm, mittlerer Wert für glatte Betonflächen) für wasser- und luftseitige Betonoberflächen, und $\alpha_n = 0.1$ bzw. $\alpha_t = 0.4$ für nasse bzw. trockene Flächen angenommen.

Für diese drei Fälle wurden die Temperatur und Spannungen in der Mauer bei ansonsten gleichen Bedingungen berechnet. Die Ergebnisse sind für die betrachteten Höhen 231.5 und 286.1 müNN in Abb.C.86 bis Abb.C.97 dargestellt. Es ist zu sehen, dass die Unterschiede zwischen der Temperatur und den Spannungen bei den drei Fällen sehr groß sind. Beim Fall 11, nämlich bei völliger Vernachlässigung der Sonnenstrahlung und Verdunstung, waren die Temperatur in der Mauer und die im Winter auf den Betonoberflächen auftretenden Zugspannungen am niedrigsten. Beim Fall 12, wobei die Sonnenstrahlung durch Erhöhung der Lufttemperatur um ΔT_s berücksichtigt wurde, waren die maximalen Zugspannungen etwas größer als beim Fall 11, aber immer noch deutlich kleiner als beim Fall 13, wobei die Sonnenstrahlung direkt als Wärmestrom bei der Behandlung der Randbedingungen berücksichtigt wurde (siehe Abb.C.89 und Abb.C.95). Dies dürfte daran liegen, dass beim Fall 12 die Jahres- und Tagesschwankungen der Sonnenstrahlung nicht

berücksichtigt werden konnten. Beim Fall 13 wurde der Beton im Randbereich während der wärmeren Jahreszeit durch Sonnenstrahlung erwärmt. Damit wurden im Winter die Temperaturgefälle im Randbereich und infolge dessen die maximalen Zugspannungen am Rand der betrachteten Höhen deutlich größer als die beim Fall 11 und 12 (siehe auch Abb.C.90 und Abb.C.91, Abb.C.96 und Abb.C.97).

5.7.5 Windgeschwindigkeit

In diesem Abschnitt werden zuerst die Temperatur und Spannungen bei Windgeschwindigkeiten mit unterschiedlichen Jahresmitteln verglichen. Danach werden die Folgen der Vereinfachung, bei der eine konstante Windgeschwindigkeit bei allen Temperaturberechnungen verwendet wurde, untersucht. Die Temperatur- und Spannungsberechnungen wurden unter folgenden Annahmen durchgeführt:

- Die Kontrolltemperatur T_0 betrug 5°C für Betonschichten bis Höhe 270 müNN, 25°C für Betonschichten zwischen 270 und 362 müNN, und 20°C für Betonschichten von 362 bis 382 müNN; Die Frischbetontemperatur wurde mit der Höchst- T_0 -Methode für den Beton unterhalb der Höhe 362.0 müNN (siehe Abb.C.1) und mit der Konstant- T_0 -Methode für den Beton oberhalb der Höhe 362 müNN kontrolliert;
- Es wurde $z_0 = 2.5 \text{ mm}$ ($k_s=20 \text{ mm}$) für die obersten horizontalen Flächen (RCC und Baugrube), $z_0 = 0.4375 \text{ mm}$ ($k_s = 3.5 \text{ mm}$) für wasser- und luftseitige Betonoberflächen, und $\alpha_n = 0.1$ bzw. $\alpha_t = 0.4$ für nasse bzw. trockene Flächen gewählt.
- Die Sprühwasserkühlung für die Betonoberflächen erfolgte nach dem in Tabelle 5.13 angegebenen Plan. Die Kühlungsdauer für die angrenzende Bodenoberfläche (bis 50 m ab dem wasserseitigen Mauerfuss bzw. bis 10 m ab dem luftseitigen Mauerfuss) war gleich wie die für die angrenzende Betonoberfläche.
- Die übrigen Annahmen und Bedingungen für die Temperatur- und Spannungsberechnungen waren wie in Abschnitt 5.7.1 angegeben.

Die Spannungen im Beton wurden anhand vom 3D-Modell mit $b = 15 \text{ m}$ und $n_u=4$ berechnet.

Zur mittleren Windgeschwindigkeit

Bei allen bisherigen Temperatur- und Spannungsberechnungen in diesem Abschnitt wurden die Stundenmittel der gemessenen Windgeschwindigkeit im Jahr 2002 benutzt. Deren Jahresmittel betrug 2.39 m/s . Die Temperatur und Spannungen in der Mauer bei Windgeschwindigkeiten mit unterschiedlichen Jahresmitteln wurden auch untersucht. Dabei wurden die Stundenmittel der Windgeschwindigkeiten mit anderem Jahresmittel wie folgt berechnet:

$$v'_w = v_w * v / 2.39 \quad (5.6)$$

mit

v'_w	[m/s]	Die Stundenmitteln der Windgeschwindigkeiten mit anderem Mittelwert;
v_w	[m/s]	Die Stundenmitteln der gemessenen Windgeschwindigkeiten im Jahr 2002;
v	[m/s]	Jahresmittel der Windgeschwindigkeiten, $v = 1.0, 2.39$ und 3.0 m/s .

Die Temperaturfelder im Beton bei Windgeschwindigkeiten mit Jahresmitteln $v = 1.0, 2.39$ und 3.0 m/s wurden unter ansonsten gleichen Bedingungen berechnet. Die Ergebnisse sind für die betrachteten Höhen in Abb.C.98 bis Abb.C.109 dargestellt.

Beim Fall mit höherem v wurden die Wärmeübergangszahl und der latente Wärmestrom (Verdunstung) höher. Damit wurde der Beton schneller abgekühlt und die Temperatur im Beton niedriger (siehe Abb.C.98 bis Abb.C.101).

Die hier interessierenden maximalen Zugspannungen an unterschiedlichen Stellen, nämlich σ_1 am wasserseitigen Mauerfuss, σ_z am wasser- und luftseitigen Rand sowie σ_x in der Mitte der Mauerkrone, wurden unterschiedlich von v beeinflusst:

- Am wasserseitigen Mauerfuss traten die maximalen Zugspannungen σ_1 und σ_z Anfang April jedes Jahres nach dem Aufstauen des Stausees auf. Während die maximale Zugspannung σ_1 bei höherem v größer war (siehe Abb.C.102), wurde die maximale Zugspannung σ_z bei höherem v kleiner (siehe Abb.C.103).
- Auf allen betrachteten Höhen außer 222.0 müNN (Mauerfuss) traten am wasserseitigen (vor dem Aufstauen des Stausees) und luftseitigen Rand die maximalen Zugspannungen σ_z Anfang Januar jedes Jahres auf (siehe z.B. Abb.C.104 und Abb.C.106). Sie waren bei höherem v deutlich größer (siehe Abb.C.105, Abb.C.107).
- In der Mitte auf der Mauerkrone waren die Zugspannungen σ_x (σ_z an dieser Stelle verhielten sich mit dem v ähnlich wie σ_x) im Winter zu der Zeit mit hohem Stundenmittel der Windgeschwindigkeit bei unterschiedlichem v nicht viel von einander verschieden (siehe z.B. Abb.C.109, vom Mittag Jan.4 bis Mittag Jan.5). Zu der Zeit mit niedrigem Stundenmittel der Windgeschwindigkeit waren die Zugspannungen σ_x bei niedrigerem v deutlich größer (siehe auch Abb.C.109, Jan.6). Am 6.Januar waren die Stundenmittel der Windgeschwindigkeit deutlich niedriger als die vom Mittag Jan.4 bis Mittag Jan.5 (siehe Abb.5.18).

Zur Verwendung einer konstanten Windgeschwindigkeit

In der Praxis wurde häufig bei der Temperatur- und Spannungsberechnung eine konstante Windgeschwindigkeit verwendet. Die Wirkungen dieser Vereinfachung auf die Temperatur und Spannungen in der Mauer wurden durch Vergleich der Ergebnisse bei gemessenen Windgeschwindigkeiten und bei einer konstanten Windgeschwindigkeit (Jahresmittel der gemessenen Windgeschwindigkeit) untersucht. Dabei wurden auch die Stundenmittel bei gemessenen Windgeschwindigkeiten im Jahr 2002 eingesetzt. Das Jahresmittel der gemessenen Windgeschwindigkeiten im Jahr 2002 betrug 2.39 m/s. Es wurde festgestellt, dass die Temperaturen in der Mitte auf allen betrachteten Höhen bei gemessenen Windgeschwindigkeiten nur geringfügig höher als die bei konstanter Windgeschwindigkeit waren (siehe z.B. Abb.C.110) und die Temperaturen am wasser- und luftseitigen Rand der betrachteten Höhen bei gemessenen Windgeschwindigkeiten um diejenigen bei konstanter Windgeschwindigkeit schwankten (siehe z.B. Abb.C.110 und Abb.C.111). Bei der Kältewelle (4.Januar bis 6. Januar) waren die gemessenen Windgeschwindigkeiten vor 7:00

am 5. Januar deutlich höher als das Jahresmittel der gemessenen Windgeschwindigkeiten im Jahr 2002 2.39 m/s (siehe Abb. 5.18). Dieses hatte bei gemessenen Windgeschwindigkeiten eine niedrigere Temperatur im Bereich nahe der Betonoberfläche (siehe z.B. Abb. C.114) und deutlich höhere Zugspannungen auf der Betonoberfläche zur Folge (siehe z.B. Abb. C.113 und Abb. C.115).

5.7.6 Querfugenabstand

Bisher wurden die Spannungen in der Mauer anhand von Modell des ebenen Verzerrungszustandes oder 3D-Modell mit einem Querfugenabstand von 15 m berechnet. Um die Wirkung des Querfugenabstands auf die Spannungen in der Mauer zu untersuchen, wurden die Temperaturberechnungen unter den in Abschnitt 5.7.5 angegebenen Bedingungen und die Spannungsberechnungen bei den Querfugenabständen $b = 15, 20, 30$ m und ∞ (ohne Querfugen, 2D) durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Abb. C.116 bis Abb. C.135 im Anhang dargestellt. Es ist zu sehen, dass die Querfugenabstände unterschiedlich auf die Spannungen an den unterschiedlichen Stellen in der Mauer wirkten:

- Am wasserseitigen Mauerfuss waren nach dem Aufstauen des Stausees die maximalen Zugspannungen beim 2D-Modell deutlich niedriger als die beim 3D-Modell (siehe Abb. C.116 und Abb. C.117). Vor dem Aufstauen des Stausees waren die maximalen Druckspannungen beim 2D-Modell auch niedriger als die beim 3D-Modell. Bei $b \leq 30$ m nahmen sowohl die Spannungen σ_1 als auch die Spannungen σ_z mit zunehmendem Querfugenabstand zu. Die Unterschiede zwischen den Spannungen σ_z bei $b = 15, 20$ und 30 m waren aber sehr klein. Dass die Zugspannungen am wasserseitigen Mauerfuss bei $b = \infty$ (2D-Modell) am niedrigsten wurden, lässt vermuten, dass sie bis zu einem bestimmten Querfugenabstand $b > 30$ m mit zunehmendem Querfugenabstand ansteigen und danach mit zunehmendem Querfugenabstand abfallen werden.
- Auf der Höhe 231.5 müNN erreichten die Zugspannungen σ_z am wasser- bzw. luftseitigen Rand im ersten bzw. zweiten Winter nach der Betonierung (vor dem Aufstauen des Stausees) ihre Maxima (siehe Abb. C.118 und Abb. C.120). Sie waren alle bei $b = 15$ m am niedrigsten (siehe Abb. C.119 und Abb. C.121). Während sich die maximalen Zugspannungen σ_z am wasserseitigen Rand dieser Höhe im ersten Winter nach der Betonierung bei unterschiedlichen Querfugenabständen ähnlich wie die nach dem Aufstauen des Stausees am wasserseitigen Mauerfuss aufgetretenen Zugspannungen verhielten (siehe Abb. C.119), stiegen die im zweiten Winter nach der Betonierung am luftseitigen Rand dieser Höhe erreichten maximalen Zugspannungen σ_z bei den vorliegenden vier Fällen ($b = 15, 20, 30$ m und ∞) mit zunehmendem Querfugenabstand immer an. Sie überstieg schon bei $b = 30$ m die Bauwerkfestigkeit des Betons zu dieser Zeit (siehe Abb. C.121).
- Auf der Höhe 286.1 müNN waren die Zugspannungen σ_z am wasser- und luftseitigen Rand im Winter beim 2D-Modell deutlich höher als diejenigen beim 3D-Modell mit $b \leq 30$ m. Sie nahmen mit zunehmendem Querfugenabstand zu. Bei $b = 30$ m überschritten die Zugspannungen σ_z am sowohl wasserseitigen als auch luftseitigen

Rand dieser Höhe im ersten Winter nach der Betonierung die Bauwerkfestigkeiten des Betons (siehe Abb.C.123 und Abb.C.125).

- Auf der Höhe 370.4 müNN verhielten sich die Zugspannungen σ_z am wasser- und luftseitigen Rand bei unterschiedlichem Querfugenabstand ähnlich wie diejenigen auf der Höhe 286.1 müNN (siehe Abb.C.126 bis Abb.C.129). Sie waren aber bei $b \leq 30$ m alle deutlich kleiner als die Bauwerkfestigkeiten des Betons (siehe Abb.C.127 und Abb.C.129). Wie auf der Höhe 286.1 müNN traten nach dem Aufstauen des Stausees auch am wasserseitigen Rand dieser Höhe beim 2D-Modell große Zugspannungen auf. Da die Höhe 370.4 müNN nur 1.6 m unter dem Wasserspiegel des Stausees (372.0 müNN) lag, wiesen sowohl die Temperatur also auch die Spannungen an dieser Stelle viel größere Schwankungen als diejenigen auf der Höhe 286.1 müNN (Vergleiche Abb.C.122 und Abb.C.126).
- Auf der Mauerkrone waren die Entwicklungen von Temperatur und Spannung σ_z am wasser- und luftseitigen Rand bei unterschiedlichem Querfugenabstand ähnlich wie diejenigen am luftseitigen Rand auf der Höhe 370.4 müNN. Die im Winter jedes Jahres erreichten maximalen Zugspannungen σ_z an den genannten Stellen auf der Mauerkrone änderten auch hier sehr wenig von Jahr zu Jahr. Bei $b \leq 30$ m waren sie auch hier kleiner als die Bauwerkfestigkeiten des Betons (siehe Abb.C.134 und Abb.C.135). Beim Fall mit $b = \infty$ waren sie aber viel größer als diejenigen auf der Höhe 370.4 müNN (Vergleiche mit Abb.C.127 und Abb.C.129). In der Mitte der Mauerkrone waren die im Winter (Anfang Januar) jedes Jahres erreichten maximalen Zugspannungen σ_x und σ_z im dritten Winter (Anfang Januar Jahr 6) nach dem Bauende am größten. Danach wurden sie kleiner vom Jahr zu Jahr (siehe Abb.C.130 und Abb.C.132). Obwohl die maximalen Spannungen σ_x in der Mitte der Mauerkrone bei allen Fällen niedriger als die die Bauwerkfestigkeiten des Betons (siehe Abb.C.131) lagen, waren sie bei $b \leq 30$ m jeweils größer als die maximalen Spannungen σ_z an der gleichen Stelle sowie am wasser- und luftseitigen Rand der Mauerkrone (Vergleiche Abb.C.131 mit Abb.C.133, Abb.C.134 und Abb.C.135). Wie am wasser- und luftseitigen Rand der Mauerkrone war die maximale Zugspannung σ_z in der Mitte der Mauerkrone bei $b = \infty$ (2D-Modell) auch deutlich größer als diejenigen bei $b \leq 30$ m. Bei $b \leq 30$ m hatte der Querfugenabstand geringen Einfluss auf die Spannung σ_z in der Mitte der Mauerkrone.

6

Zusammenfassung und Ausblick

Um der wirklichkeitsnahen und recheneffizienten Planung betontechnologischer, konstruktiver sowie bauausführungsbezogener Maßnahmen zur Abwendung der Rissegefahr bei großen RCC-Staumauern ein Stück näher zu kommen, wird in der vorliegenden Arbeit eine Verfahrensweise entwickelt, mit der es möglich ist, wesentliche Einflussfaktoren in umfassenderer Weise als bisher zu berücksichtigen und die Temperatur- und Spannungsentwicklungen im Beton während der Bauausführung und des Betriebs der großen RCC-Staumauern effizient zu berechnen.

Ausgehend von der bekannten Fourier'schen Differentialgleichung werden in Kapitel 2 mathematische Beziehungen vorgestellt, die es gestatten, die Temperatur im Beton unter Berücksichtigung der Kopplung zwischen Temperaturverlauf und Hydratationswärmeabgabe und unter möglichst wirklichkeitsnaher Berücksichtigung der Rand- und Anfangsbedingungen iterativ zu ermitteln. Die Sonnenstrahlung und Verdunstung werden dabei als Wärmeströme direkt in den Cauchy-Neumannschen Randbedingungen untergebracht. Bei denen sind sowohl die Cauchyschen Randbedingungen (Wärmeaustausch zwischen dem Bauwerk/Baugrund und der Luft) als auch die Neumannschen Randbedingungen (vorgegebene Wärmeflüsse: Sonnenstrahlung und Verdunstung) zu berücksichtigen. Der konvektive Wärmeaustausch zwischen dem Bauwerk/Baugrund und der Luft bei Vorhandensein der Verdunstung wird zusammen mit der Temperatur des Untersuchungsobjekts und der Verdunstung auf den Oberflächen iterativ ermittelt. Die Globalsonnenstrahlung auf die Oberflächen des Bauwerkes kann aus den anderen üblich erhältlichen meteorologischen Daten (Lufttemperatur, Luftdruck, relative Luftfeuchte und Sonnenscheindauer) an oder nahe dem Standort der Staumauer anhand der Sonnenstrahlungsmodelle abgeschätzt werden. Zur Abschätzung der Kurzzeitverdunstung an nassen Oberflächen ist das Penmann-Brutsaert-Modell bevorzugt.

In Kapitel 3 werden die Hilfsmittel für die Spannungs-Dehnungs-Berechnung in Betonbauwerken infolge Hydratation des Zements im Beton bereitgestellt. Die allgemeingültigen Gleichgewichtsgleichungen bleiben bei der vorliegenden Problemstellung unverändert. Die für die Spannungs-Dehnungs-Berechnung notwendigen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen werden durch das verallgemeinerte Hooke'sche Gesetz beschrieben, in dem die unelastische sofortige Verformung, die Verformung infolge des Kriechens und Schwin-

dens/Quellens, und die Temperaturverformung als die Anfangsverformung zusammengefasst werden. Die Wahl notwendiger Parameter und Ansätze der alternden Betoneigenschaften, wie Elastizitätsmodul- und Festigkeitsentwicklung, Kriechen, Schwinden, Temperaturverformung und Querdehnzahl, wird anhand der in der Literatur angegebenen Forschungsergebnisse begründet.

Die in den vorigen zwei Kapiteln dargestellten Gleichungen zur Temperatur- und Spannungsberechnung werden in Kapitel 4 anhand der Methoden finiter Elemente numerisch implementiert.

Bei der Finite-Elemente-Approximation der Temperaturberechnung werden die Diskretisierungen im Raum und in der Zeit mit Hilfe der Standard-Galerkin-Methode durchgeführt. Um den Rechenaufwand zu reduzieren, werden die Zeitschrittweiten durch Abschätzung der zeitlichen Diskretisierungsfehler adaptiv abgeschätzt. Der räumliche Diskretisierungsfehler wird mittels hierarchischer Defektkorrektur berechnet und gegebenenfalls durch adaptive kanten-orientierte Netz-Verfeinerung reduziert.

Bei der Finite-Elemente-Approximation der Spannungsberechnung wird ein modifiziertes Kelvin-Kette-Modell zur Modellierung der Kriechverformung verwendet. Dieses ermöglicht, einen effizienten Algorithmus zur inkrementellen Berechnung der Verformungen und Spannungen zu formulieren, ohne die gesamte Spannungsgeschichte speichern zu müssen.

Um den Rechenaufwand weiter zu reduzieren, wird ein lineares Modell zur Zusammenfassung der Betonschichten bei der Temperatur- und Spannungsberechnung vorgestellt. Als Kontrollparameter für die Zusammenfassung der Betonschichten können der Hydratationsgrad bei der Temperaturberechnung und der Elastizitätsmodul bei der Spannungsberechnung gewählt werden. Die Größe der Fehlergrenze von jedem dieser Kontrollparameter werden später in Kapitel 5 durch Parameterstudien bestimmt.

Die obengenannten Finite-Elemente-Methoden zur Temperatur- und Spannungsberechnung werden in dem Programmpaket "Tesa", welches teilweise auf dem Programm-Paket "KASKADE" basiert ist, implementiert. Mit "Tesa" können die Temperatur und die Spannungen in einer großen RCC-Staumauer während der Bauausführung sowie im Betrieb bei Berücksichtigung der Kopplung zwischen der Hydratation und der Temperatur, bei möglichst wirklichkeitsnaher Berücksichtigung der verschiedenen thermischen Randbedingungen, vor allem bei direkter Berücksichtigung der Sonnenstrahlung und Verdunstung, und bei Berücksichtigung der Verformungen infolge Kriechen, Schwinden/Quellen und Mikrorissbildung, mit vertretbarem Rechenaufwand ermittelt werden. Für die Spannungsberechnung wird zusätzlich das Programmpaket "Ansys" benutzt, um die Spannungsinkremente bei jedem Zeitschritt abzuschätzen.

Mit den Programmen "Tesa" und "Ansys" wird eine umfangreiche Parameter- und Fallstudie durchgeführt. Dabei werden die Temperatur und Spannungen in einer fiktiven RCC-Staumauer unter verschiedenen Bedingungen berechnet und die Schwerpunkte im Hinblick auf folgende zwei Aspekte gelegt:

- Methoden zur Reduzierung des Rechenaufwands;
- Beeinflussungen der klimatischen Bedingungen (Lufttemperatur, Sonnenstrahlung und Windgeschwindigkeit) sowie konstruktions- und bauausführungsbezogenen Parameter (Frischbetontemperatur, Zeitdauer der Sprühwasserkühlung und Querfugenabstand) auf die Temperatur- und Spannungsentwicklungen in der Mauer.

Die Ergebnisse werden in Kapitel 5 dokumentiert, gewertet und diskutiert. Daraus lassen sich folgende Schlussfolgerungen ziehen:

- Durch adaptive Zeitschrittweitenkontrolle und Zusammenfassung der Betonschichten können die Temperatur und Spannungen in einer großen RCC-Staumauer bei vergleichbaren Ergebnissen mit deutlich niedrigerem Rechenaufwand berechnet werden. Als Kontrollparameter zur Zusammenfassung der nacheinander folgenden Betonschichten können der Hydratationsgrad mit einer Fehlergrenze von $\Delta\xi = 0.01$ bei den Temperaturberechnungen und der Elastizitätsmodul mit einer Fehlergrenze von $\Delta E = 5\%$ bei den Spannungsberechnungen verwendet werden;
- Die Sonnenstrahlung, die Verdunstung und die Windgeschwindigkeit haben große Wirkungen auf die Temperatur und Spannungen in der RCC-Staumauer.
 - Die Betonoberfläche muss gleich nach der Betonierung mit Sprühwasser für eine lange Zeit behandelt werden, damit die möglichen im Beton auftretenden maximalen Zugspannungen keine Rissgefahr verursachen. Durch Verdunstung des auf die Betonoberfläche besprühten Wassers wird vor allem die Nettosonnenstrahlung auf die Betonoberfläche mehr oder weniger ausgeglichen. Die Temperatur und das Temperaturgefälle im Randbereich werden dadurch niedriger und die Zugspannungen auf der Betonoberfläche in der kalten Jahreszeit deutlich kleiner. Die Zeitdauer der Sprühwasserkühlung hängt von der Frischbetontemperatur und der Lage der zu kühlenden Betonoberfläche ab. Bei niedrigerer Frischbetontemperatur wird weniger Zeit für die Sprühwasserkühlung gebraucht. Im Vergleich zur Mauerkrone muss die Betonoberfläche am Mauerfuss für viel längere Zeit mit Sprühwasser behandelt werden; Die im Winter auftretenden maximalen Zugspannungen auf der Betonoberfläche können durch zusätzliche Sprühwasserkühlung der Betonoberfläche während der warmen Jahreszeit weiter reduziert werden;
 - Die Nettosonnenstrahlung und die Verdunstung, damit die Temperatur und Spannungen im Beton, werden von den Beschaffenheiten der Betonoberfläche beeinflusst. Bei rauherer Betonoberfläche werden die Verdunstung und der konvektive Wärmestrom auf der Betonoberfläche bei ansonsten gleichen Bedingungen höher. Die Temperatur an rauherer Betonoberfläche wird daher während der Kühlungszeit niedriger, was zu größeren Zugspannungen auf der Betonoberfläche während der Anfangsphase nach der Betonierung, aber kleineren Zugspannungen auf der Betonoberfläche im Winter führt. Diese Wirkungen der Oberflächenrauheit auf die Temperatur und Spannungen werden teilweise durch niedrigere Albedo bei rauherer Betonoberfläche gemildert;

- Die Windgeschwindigkeit beeinflusst den konvektiven Wärmeübergang und die Verdunstung und damit die Temperatur und Spannungen in der Mauer. Bei höherer mittlerer Windgeschwindigkeit werden der konvektive Wärmestrom und die Verdunstung höher. Damit wird der Beton schneller abgekühlt und die Temperatur im Beton niedriger. Dieses führt im Allgemeinen zu höheren Zugspannungen auf den Betonoberflächen im Winter. Die übliche Vereinfachung, nach der eine konstante Windgeschwindigkeit bei der Temperatur- und Spannungsberechnung benutzt wird, könnte schwerwiegende Folgen haben, da die im Winter auf der Betonoberfläche auftretenden maximalen Zugspannungen bei Verwendung einer konstanten Windgeschwindigkeit im Vergleich zu denjenigen bei gemessenen Windgeschwindigkeiten deutlich unterschätzt werden könnten.
- Die Querfugen und die Frischbetontemperatur haben unterschiedliche Wirkungen auf die Spannungen in den unterschiedlichen Bereichen der Mauer.
 - Durch Anordnung der Querfugen können die Behinderungen der Verformungen (vor allem Temperaturverformungen), damit auch die möglichen Zugspannungen, im Beton einer großen RCC-Staumauer je nach der Richtung und dem Ort in der Mauer mehr oder weniger reduziert werden. Während die Zugspannungen in der Längsrichtung des vom Mauerfuss entfernten Bereichs dadurch dramatisch abgebaut werden können, sind die nach dem Aufstauen des Stausees am wasserseitigen Mauerfuss auftretenden Zugspannungen ohne Querfugen am niedrigsten;
 - Die Wirkungen der Frischbetontemperatur auf die Zugspannungen in der Mauer können auch durch Anordnung der Querfugen verändert werden.

Ohne Querfugen sind die Zugspannungen in der Mauer im Allgemeinen bei niedrigerer Frischbetontemperatur kleiner. In der Querrichtung der Mauerkrone sind die Zugspannungen, außer in der Anfangsphase (kurz nach der Betonierung), aber bei höherer Frischbetontemperatur kleiner;

Mit Querfugen werden die Spannungen in den unterschiedlichen Bereichen der Mauer unterschiedlich von der Frischbetontemperatur beeinflusst. Während sich die nach dem Aufstauen des Stausees am wasserseitigen Mauerfuss auftretenden Zugspannungen im Falle von Querfugen ähnlich denjenigen bei Fehlen von Querfugen verhalten, nämlich bei niedrigerer Frischbetontemperatur kleiner, sind die im Winter auf der Mauerkrone auftretenden Zugspannungen in der Längs- und Querrichtung der Mauer alle bei höherer Frischbetontemperatur kleiner. In der Anfangsphase weisen die auf der Mauerkrone auftretenden Zugspannungen in allen Richtungen mit Querfugen gleiche Tendenz wie diejenigen bei fehlenden Querfugen auf, nämlich bei höherer Frischbetontemperatur größer. Bei einer zu hohen Frischbetontemperatur können die kurz nach der Betonierung an der Betonoberfläche auftretenden Zugspannungen so groß sein, dass sie die Zugfestigkeit des Betons überschreiten. Im von der Mauerkrone und

dem Mauerfuss entfernten Bereich sind die im Winter auf den Betonoberflächen auftretenden Zugspannungen bei einer mittleren Frischbetontemperatur (zwischen 20 und 25°C bei der vorliegenden Arbeit) am niedrigsten. Zusammenfassend ist bei Anordnung von Querfugen eine niedrige Frischbetontemperatur für den Bereich nahe dem Mauerfuss notwendig und eine mittlere Frischbetontemperatur für den übrigen Bereich in der Mauer am günstigsten.

Die Anwendung der entwickelten Methoden in Form der ineinander greifenden Programme “Tesa” und “Ansys” auf konkrete Projekte in Form von Variantenuntersuchungen ermöglicht eine präzisere Vorplanung der konstruktiven und bauausführungsbezogenen Maßnahmen, wie z.B. Anordnung der Querfugen, Sprühwassernachbehandlung und Kontrolle der Frischbetontemperatur.

Eine Vorkalibrierung des Berechnungsmodells erfolgte im Rahmen der vorliegenden Arbeit anhand von aus der Literatur entnommenen Parametern sowie über generalisierbare Erfahrungswerte, die aus durchgeführten Szenarienberechnungen gewonnen sind. Eine Validierung kann nur im Rahmen einer konkreten Projektstudie, für die alle erforderlichen Daten zur Verfügung stehen, erfolgen.

In weiteren, über den Rahmen der vorliegenden Arbeit hinausgehenden Labor- und Felduntersuchungen zur wirklichkeitsnahen Abschätzung der Temperatur und Spannungen, sowie der damit verbundenen Rissesicherheit in großen RCC-Staumauern wären folgende Fragestellungen zu klären:

- Inwiefern die Spannungen in einer großen RCC-Staumauer vom Schwinden/Quellen, dem Übergangskriechen und der unelastischen Verformung durch Mikrorissbildung beeinflusst werden;
- Inwiefern die der Literatur entnommenen, für eine große horizontale Fläche abgeleiteten Ansätze zur Abschätzung der potentiellen Verdunstung auch für geneigte Flächen (Wasser- und Luftseite der Staumauer) geeignet sind;
- Inwiefern die Windgeschwindigkeit und die Windrichtung am Standort der Staumauer durch den Bau der großen Staumauer verändert werden. Welche Wirkungen hat dies auf die Temperatur und Spannungen in der Mauer;
- Inwiefern die Temperatur und Spannungen in der Mauer von den durch die Sonnenhöhe bedingten Änderungen der Albedo bezüglich Globalsonnenstrahlung beeinflusst werden;

Diese Fragenkomplexe bedürfen zweifellos einer weiteren Beantwortung, um die realitätsnahe Bemessung von in RCC-Bauweise erstellten Betonstaumauern weiter zu verfeinern, als wie es bereits durch die vorliegende Schrift gelungen ist.

Summary

In order to take a step closer to the realistic and computational efficient planning of material, structural and constructional measures for avoiding thermal cracking in large RCC dams, a framework is developed in the present work, with the help of which it is possible to take into account the essential influencing factors in a more comprehensive way, and calculate temperature and stress development in the concrete during the construction and operation of large RCC dams efficiently.

Starting from the well-known Fourier differential equations, mathematical relations are presented in chapter 2, which allow calculating temperature in the concrete iteratively by taking into account the coupling between temperature and hydration evolution, and by taking into account boundary and initial conditions more realistically. During the calculation solar radiation and evaporation are integrated as heat fluxes directly into the Cauchy-Neumann boundary conditions, where both the Cauchy boundary conditions (heat exchange between surfaces of the dam/foundation and the air) and the Neumann boundary conditions (given heat fluxes to consider solar radiation and evaporation) are taken into consideration. At the presence of evaporation the convective heat exchange between dam/foundation and air is iteratively calculated together with the temperature of the dam/foundation and the evaporation on its surfaces. Global solar radiation on the surfaces of the dam can be calculated by using the solar radiation models and other usually available meteorological data (air temperature, air pressure, relative humidity and duration of sunshine) at or near the dam site. For the estimation of short time evaporation on wet surfaces the Penmann-Brutsaert model is preferred.

In chapter 3 equations, simplifications and assumptions for calculating strains and stresses in plain concrete structures due to hydration are introduced. The generally accepted equilibrium equations remain unchanged for the relevant problem statement. Stress-strain relations necessary for the stress/strain computation are described by the generalized Hooke's law, in which inelastic immediate deformation, deformations due to creep and shrinkage/expansion, and temperature deformation are summarized as initial deformation. The choice of necessary parameters and formulas for describing the aging concrete properties, such as developments of elastic moduli and strengths, creep, shrinkage, temperature deformation and Poisson's ratio, are justified on the basis of the research results indicated in the references.

Equations presented in the previous two chapters for calculating temperature and stresses are numerically implemented in chapter 4, using the methods of finite elements.

For the finite element approximation of the temperature computation, discretisations, both in space and in time, are achieved using the standard Galerkin method. In order to reduce the computation work, the time steps are adaptively estimated on the basis of time discretisation errors. The spatial discretisation error is computed by means of hierarchical defect correction and reduced by the edge-oriented adaptive net refinement if necessary.

For the finite element approximation of the stress calculation a modified Kelvin chain model is used for modeling creep deformation. This makes it possible to formulate an efficient algorithm for the incremental computation of stresses/strains without having to store the entire stress history.

In order to further reduce computation effort, a linear model is presented for combining concrete lifts during temperature and stress calculations. As control parameters for combining concrete lifts, the degree of hydration can be used during temperature computations, and the modulus of elasticity during stress calculations. The tolerance for each of these control parameters is determined later in chapter 5 through parameter studies.

The in chapter 4 implemented finite element methods for calculating temperature and stresses are coded in the program package “Tesa”, which is partly based on the program package “KASCADE”. With “Tesa” temperature and stresses in a large RCC dam during construction as well as in operation can be calculated at reasonable cost, with the consideration of the coupling between hydration and temperature, different thermal boundary conditions, particularly solar radiation and evaporation, and deformations due to creep, shrinkage/expansion and microcracks. In addition to “Tesa” the program package “Ansys” is used during stress calculations to calculate stress increments.

With the programs “Tesa” and “Ansys” an extensive parameter and case study is carried out. Temperature and stresses in a fictitious RCC dam are computed under different conditions, and the emphasis is put on the following two aspects:

- Methods for reducing computation effort;
- Influences of climatic conditions (air temperature, solar radiation and wind velocity) as well as construction and structural design related parameters (initial concrete temperature, duration of the spray water cooling and distance between transverse joints) on temperature and stress development in the dam.

The results are documented, evaluated and discussed in chapter 5, from which the following conclusions can be drawn:

- Temperature and stresses in a large RCC dam can be computed with comparable results with much less computation effort by controlling time steps adaptively and combining the concrete lifts. As control parameters for combining adjacent concrete lifts, the degree of hydration with a tolerance of $\Delta\xi = 0.01$ can be used during temperature computations, and the modulus of elasticity with a tolerance of $\Delta E = 5\%$ during stress computations;

- Solar radiation, evaporation and wind velocity have large impacts on temperature and stresses in RCC dams:
 - The concrete surface should be treated right after the concreting with spray water for a long time, so that the possible maximum tensile stresses occurring in the concrete will not cause cracking. Through evaporation of the water sprayed on the concrete surface, net solar radiation on the concrete surfaces is more or less balanced. Therefore, temperature and temperature gradient in the boundary region become lower and tensile stresses on the concrete surface become noticeably smaller in the cold season. The duration of spray water cooling depends on the initial concrete temperature and the position of the concrete surface to be cooled. With lower initial concrete temperature less time is needed for spray water cooling. In comparison to the dam crest the concrete surface at the dam foot must be treated with spray water for a much longer time; The maximum tensile stresses occurring on the concrete surfaces in winter can be further reduced by additional spray water cooling of the concrete surface during the warm season;
 - Net solar radiation and evaporation, thus temperature and stresses in the concrete, are influenced by the properties of the concrete surface. With rougher concrete surface, evaporation and convective heat flux on it become higher under otherwise same conditions. Temperature on the surface becomes therefore lower during the cooling time, which leads to larger tensile stresses on the surface during the initial stage after concreting, but smaller tensile stresses on the surface in winter. These effects of surface roughness on temperature and stresses are partly balanced by lower albedo with rougher concrete surface;
 - Wind velocity affects convective heat transfer and evaporation, and therefore temperature and stresses in the dam. With higher average wind velocity, convective heat flux and evaporation become higher. Thus the concrete is cooled down faster and the temperature in the concrete becomes lower. This leads generally to higher tensile stresses on the concrete surfaces in winter. The usually adopted simplification, according to which a constant wind velocity is used for temperature and stress calculations, could have serious consequences, since the maximum tensile stresses occurring on the concrete surface in winter could be thereby remarkably underestimated, compared to those using measured wind velocities.
- Transverse joints and initial concrete temperature have different effects on stresses in different zones of the dam.
 - By providing transverse joints the constraints of deformations (above all temperature deformations), and thus possible tensile stresses, in the concrete of a large RCC dam are more or less reduced, depending on the direction and the position in the dam. While tensile stresses in the longitudinal direction in the zone far above the dam foot can be dramatically reduced, tensile stresses

occurring at the dam heel after the impounding of the reservoir are the lowest in case of no transverse joints;

- The effects of initial concrete temperature on tensile stresses in the dam can also be changed by providing transverse joints.

Without transverse joints, tensile stresses in the dam are generally smaller in case of lower initial concrete temperature. Only at the dam crest tensile stresses in the transverse direction are smaller with higher initial concrete temperature, except at the initial stage (shortly after concreting).

In the presence of transverse joints, tensile stresses are affected differently by the initial concrete temperature in different zones of the dam. Whereas tensile stresses occur of the reservoir behave in this case similarly to those without transverse joints, i.e. they are smaller at lower initial concrete temperature, tensile stresses occurring at the dam crest in winter are, in both the longitudinal and the transverse direction of the dam, all smaller with higher initial concrete temperature. At the initial stage tensile stresses at the dam crest show in all directions the same tendency as those without transverse joints, i.e. being larger at higher initial concrete temperature. If the initial concrete temperature is too high, the tensile stresses occurring at the concrete surface shortly after concreting can be so large that they exceed the tensile strength of the concrete. In the zone far from the dam crest and dam foot tensile stresses, occurring on the concrete surfaces in winter, are with a medium initial concrete temperature (between 20 and 25 °C in the present work) the lowest. To sum it up, in the case of placing transverse joints, a low initial concrete temperature is necessary for the zone near the dam foot and a medium initial concrete temperature is most favorable for the remaining zones of the dam.

The application of the developed methods on concrete projects, as utilizing the interwinded programs “Tesa” and “Ansys” for parameter and case studies in the present work, allows a more precise planning of structural and constructional measures to avoid thermal cracking, such as arrangement of transverse joints, spray water cooling and control of the initial concrete temperature.

The precalibration of the computation model has been carried out in the context of the present work by using the parameters taken from the references as well as the generalizable empirical values gained from scenario calculations accomplished. The validation of the model can only be done in the context of a concrete project study, for which all necessary data are available.

In further, beyond the scope of the present work, laboratory and field investigations in the context of a realistic estimation of temperature and stresses, and associated safety against cracking in large RCC dams, the following questions are to be clarified:

- To what extent are stresses in a large RCC dam are influenced by shrinkage/expansion, transitional thermal creep and inelastic deformation caused by microcracking?

-
- To what extent are those formulas from the references, derived for estimating the potential evaporation on a large horizontal surface, also appropriate for inclined surfaces (up- and downstream face of the dam)?
 - To what extent are wind velocity and wind direction at the dam site changed by building the dam? Which effects has this on temperature and stresses in the dam?
 - To what extent are temperature and stresses in the dam influenced by the variations of the global solar albedo with the solar attitudes?

This complex of questions require doubtless answers, in order to further refine the close-to-reality dimensioning of RCC dams on the computational basis as presented in this work.

Literaturverzeichnis

- [1] **ACI Committee 209**, Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures. ACI 209R-82, American Concrete Institute, Detroit, 1982
- [2] **ACI 305R-96**, Hot Weather Concreting. Manual of Concrete Practice, Part 2. Farmington Hills, American Concrete Institute, 1996
- [3] **Anderson, E.R.**, Energy budget studies, Water loss investigations: Lake Hefner Studies, Tech. Report. Prof. Paper 269, Geol. Survey, U.S. Dept. of Interior, 1954, S.71-119
- [4] **ANSYS, Inc.**, <http://www.ansys.com/ansys/index.htm>
- [5] **Argyris, J.H.; Warnke, E.P.; Willian, K.J.**: Berechnung von Temperatur- und Feuchtefeldern in Massivbauten nach der Methode der finiten Elemente, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 278, Berlin 1977
- [6] **Arrhenius, S.**, Temperaturabhängigkeit der Reaktionsgeschwindigkeit der Zuckerinversion. Zeitschrift der physikalischen Chemie, 1889
- [7] **ASHRAE**, Handbook of Fundamentals. American Society of Heating, Refrigerating and Air-Conditioning Engineers, Atlanta, 1993
- [8] **Aydinli, S.**, Über die Berechnung der zur Verfügung stehenden Solarenergie und des Tageslichtes, Dissertation TU Berlin, Fortschrittberichte der VDI-Zeitschriften : Reihe 6, Energietechnik, Wärmetechnik ; Nr. 79, Düsseldorf : VDI-Verlag , 1981, S.24-27
- [9] **Babuška, I., Rheinboldt, W.C.**, Error Estimates for Adaptive Finite Element Computations. SIAM Journal on Numerical Analysis, 15, 1978, S.736-754
- [10] **Bank, R.E.**, PLTMG User's Guide, SIAM, Philadelphia, 1990
- [11] **Barbaro, S; Coppolino,S.; Leone, C.; Sinagra, E.**, An atmospheric model for computing direct and difuse solar radiation, Solar Energy 22, 1979
- [12] **Bažant, Z.P.; Panula, L**, Practical prediction of time-dependent deformations of concrete. Materials and Structures/Materiaux et Constructions v 11 n 65, v 11 n 66, v 11 n 65, 1978, v 12 n 69, 1979
- [13] **Bažant, Z.P.**, Mathematical Modeling of Creep and Schrinkage of Concrete, John Wiley and Sons, 1988
- [14] **Bažant, Z.P.; Prasannan,S.**, Solidification theory for concrete creep. ASCE, Journal of Engineering Mechanics, Vol. 115, No. 8, August 1988
- [15] **Bažant, Z.P.; Panula, L**, Improved prediction model for time-dependent deformations of concrete, Part 1-Shrinkage, Materials and Structures/Materiaux et Constructions v 24 n 143, 1991
- [16] **Bažant, Z.P.; Kim, J.-K**, Improved prediction model for time-dependent deformations of concrete, Part 2-Basic Creep, Materials and Structures/Materiaux et Con-

- structions v 24 n 144, 1991
- [17] **Bažant, Z.P.; Kim, J.-K.**, Improved prediction model for time-dependent deformations of concrete, Part 3-Creep at drying, *Materials and Structures/Materiaux et Constructions* v 25 n 145, 1992
- [18] **Bažant, Z.P.; Kim, J.-K.**, Improved prediction model for time-dependent deformations of concrete, Part 4- Temperature effects, *Materials and Structures/Materiaux et Constructions* v 25 n 146, 1992
- [19] **Bažant, Z.P.; Kim, J.-K.**, Improved prediction model for time-dependent deformations of concrete, Part 5-Cyclic load and cyclic humidity, *Materials and Structures/Materiaux et Constructions* v 25 n 147, 1992
- [20] **Bažant, Z.P. ; Panula, L.; Kim, J.-K; Xi, P.**, Improved prediction model for time-dependent deformations of concrete, Part 6-Simplified code-type formulation, *Materials and Structures/Materiaux et Constructions* v 25 n 148, 1992
- [21] **Bažant, Z.P.; Xi, P.; Baweja, S.**, Improved prediction model for time-dependent deformations of concrete, part 7- short form of BP-KX model, statistics and extrapolation of short-time data, *Materials and Structures/Materiaux et Constructions* v 26 n 164, 1993
- [22] **Bažant, Z. P.; Xi, Y.**, Drying creep of concrete: Constitutive model and new experiments separating its mechanisms, *Materials and Structures/Materiaux et Constructions* v 27 n 165 Jan-Feb 1994. S. 3-14
- [23] **Bažant, Z. P.; Hauggaard, A.B.å; Baweja, S.; Ulm, F.-J.**, Microprestress-Solidification Theory for Concrete Creep, 1 : Aging and Drying Effects, *Journal of Engineering Mechanics*, 1997, 123 (11), S. 1188-1194
- [24] **Beck, R.; Erdmann, B.; Roitzsch, R.**, Kaskade 3.0, An Object-Oriented Adaptive Finite Elemente Code, Technical Report TR 95-4 (June 1995), ZIB, Berlin
- [25] **Blaschke, F.; Losekamp, C.; Mehlhorn, G.**, Zugtragverhalten von Beton nach langandauernder statischer sowie schwellender Zugvorbelastung. *Beton- und Stahlbetonbau* 89, Heft 7, 1994, S.204-205
- [26] **Bolz, H.M.; Falkenberg, G.**, Neubestimmung der Konstanten der Ångström'schen Strahlungsformel, *Zeitschrift für Meteorologie*, 3, 1949, H.4
- [27] **Bornemann, F.A.**, An Adaptive Multilevel Approach to Parabolic Equations in Two Space Dimensions, Techn. Report TR 91-7, K.-Zuse-Zentrum Informationstechnik, Berlin, 1991
- [28] **van Breugel, K.** Artificial cooling of hardening concrete, Research Report No. 5-80-9, Delft University of Technology, 1980
- [29] **Brunt, D.**, Notes on radiation in the atmosphere, *Quart. J. Roy. Meteorol. Soc.* 58, 1932, S.389-420
- [30] **Brutsaert, W.**, *Evaporation into the atmosphere*, D. Reidel Publishing Company, 1982
- [31] **Brutsaert, W.**, On a derivable formula for long-wave radiation from clear skies. *Water Resour. Res.* 11, 1975, S.742-744.
- [32] **Brutsaert, W., F.K.-F.**, Similarity functions D for water vapor in the unstable atmospheric boundary layer, *Boundary-Layer Meteorology*, 14, 1978. S.441-456
- [33] **Buderus Heiztechnik GmbH**, *Handbuch für Heizungstechnik*. Berlin ; Wien ; Zürich ; Beuth , 1994

- [34] **Bulletin D'Information No.195**,CEB-FIP Model Code 1990, Chapter 2: Material Properties. CEB Comite Euro-International Du Beton, Mars 1990
- [35] **Bulletin D'Information No.199**,Evaluation of the time dependent behavior of concrete. Summary Report on the Work of GTG 9, Lausanne, 1990
- [36] **Bulletin D'Information No.203**,CEB-FIP Model Code 1990, Chapter 1-3, Lausanne 1991
- [37] **Businger, J.**, A note on the Businger-Dyer profiles. Boundary-Layer Meteorology, 42, 1988, S.145-151
- [38] **Byfors, J.**, Plain concrete at early ages, Swedish Cement and Concrete Institute, Stockholm, 1980
- [39] **Carino, N.J.**, Maturity Functions for Concrete, Proceedings, RILEM International Conference on Concrete at early Ages, V.I, Paris, 1982, S. 123-128
- [40] **Carino, N.J., Tank, R.C.**, Maturity Functions for Concrete Made with Various Cements and Admixtures, ACI Materials Journal, V.89, No.2, March-April 1992, S.188-196
- [41] **Cervera, M.; Oliver, J.; Prato, T**,Thermo-chemo-mechanical model for concrete. I: Hydration and aging. J. Engrg. Mech., ASCE, 125(9), 1999, S.1018-1027
- [42] **Cornelissen, H.A.W; Reinhardt, H.W.**, Uniaxial tensile fatigue failure of concrete under constant amplitude and programme loading, Magazine of Concrete Research, Vol.36, No.129, 1984. S. 216-226
- [43] **Dalton, J.**, Experimental Essays on Evaporation, Manchester Lit. Phil. Soc. Mem. Proc., V.5, 1802, S.536-602
- [44] **Davies, J.A; Mckey, D.C., Luciani, G.; Abdel-Wahab M.**, Validation of Models for Estimating Solar Radiation on Horizontal Surfaces, Vol.1, IEA Task IX. Final Report. Atmospheric Environment Service of Canada, Downsview, Ontario, Canada, 1988
- [45] **Deuffhard, P., Leinen, P., Yserentant, H.**, Concepts of an Adaptive Hierarchical Finite Element Code, Impact of Computing in Science and Engineering 1, 3-35(1989)
- [46] **DIN 4227**, Teil 1, Spannbeton, Ausgabe 12, 1979
- [47] **Duda, H.**, Bruchmechanisches Verhalten von Beton unter monotoner und zyklischer Zugbeanspruchung, Heft 419 DAfStb, 1991
- [48] **Duffie, J.A., Beckman, W.A.**, Sonnenenergie-Thermische Prozesse, Udo Pfrimer Verlag, München, 1976
- [49] **Dunstan, M.R.H.**, Recent Developments in RCC dams, Hydropower & Dams, Issue one, 1999, S.40-45
- [50] **Dunstan, M.R.H.**, The State-of-the-Art of RCC Dams at the End of 2001, Proceedings of the 2002 International Conference on Roller Compacted Concrete Dam Construction in Middle East, Aril 7th-10th, Irbid, Jordan, S.30-41
- [51] **DVWK**, Ermittlung der Verdunstung von Land- und Wasseroberflächen, Merkblätter zur Wasserwirtschaft, Heft 238, 1996
- [52] **DVWK**, Hydraulische Berechnung von Fließgewässern. Merkblätter zur Wasserwirtschaft 220, 1991
- [53] **Dyer, A.J.**, A review of flux profile relationships. Boundary-Layer Meteorology, 7, 1974, S.363-372
- [54] **Eligehausen, R.; Sawade, G.**,Verfahren von Beton auf Zug bei hohen Dehngradi-

- enten, Werkstoff und Konstruktion, Gallus Rehm zum 60. Geburtstag aus Forschung und Ingenieuritätigkeit, 1984
- [55] **Foken, T.**, Turblenter Energieaustausch zwischen Atmosphäre und Unterlagen. Berichte des Deutschen Wetterdienstes, Heft 180, 1990, Offenbach, Main
- [56] **Fouad, N.A.**, Rechnerische Simulation der klimatisch bedingten Temperaturbeanspruchungen von Bauwerken, Fraunhofer IRB Verlag, Berlin 1998
- [57] **Freiesleben, H., Hansen, P., Pederson, E.J.**, Maleinstrument til Kontrol af Betons Haerding, Nordisk Beton, No.1, Stockholm, 1977, S. 21-25
- [58] **Giesecke, J.**, Berechnung von Wärmespannungen in plattenförmigen Massenbetonbauwerken, Beton- und Stahlbetonbau, 8/1966 S. 202-209
- [59] **Giesecke, J.**, Temperaturfelder in Massenbetonbauwerken infolge Rohrinnenkühlung und Oberflächenkühlung, Beton- und Stahlbetonbau, 12/1967 S. 280-288
- [60] **Giesecke, J.**, Temperaturfelder in oberflächengekühlten Betonzuschlagstoffen, Die Bautechnik, 2/1968, S. 54-61
- [61] **Giesecke, J.**, Temperatur- und Spannungsverteilung in abgekühlenden Betonplatten bei beliebigen Wärmeübergangszahlen, Stuttgart: Otto Graf Institut, Heft 37, 1968
- [62] **Giesecke, J.**, Berechnung von Wärmespannungen in Massenbetonbauwerken bei linear veränderlichem Elastizitätsmodul, Der Bauingenieur, 43 (1968) Heft 10, S. 371-378
- [63] **Gopalakrishnan, K.S.; Neille, A.M.; Ghali, A.**, Creep poisson's ratio of concrete under multiaxial compression. Journal of the ACI, 66, Nr. 12, 1969, S.1008-1020
- [64] **Gresho, P.M., Lee, R.L., Sani, R.L.**, On the time-dependent solution of the incompressible Navier-Stokes equations in two and three dimensions. In Recent Advances in Numerical Methods in Fluids, vol. 1, Pineridge Press Limited, Swansea, 1980
- [65] **Grübl, P.; Weigler, H.; Karl, S.**, Beton : Arten, Herstellung, Eigenschaften, 2. Aufl.. Berlin, Ernst, 2001.
- [66] **Gueymard, C.**, An anisotropic solar irradiance model for tilted surfaces and its comparison with selected engineering algorithms. Solar Energy 38, 267, 1987
- [67] **Guo, C.**, Maturity of Concrete: Method for Predicting Early-Stage Strength, ACI Materials Journal, V.86, No.4, July-August 1989, S. 341-353
- [68] **Gutsch, A.W.**, Stoffeigenschaften jungen Betons, Berlin : Beuth, 1999
- [69] **Haas, W.**, Über ein für die EDV geeignetes Verfahren zur Erfassung des Kriechens und Schwindens von Beton. Diss., Universität Stuttgart, 1974
- [70] **Härig, L.**, Die Beeinflussung des E-Moduls von Beton durch Zemente mit unterschiedlichem mineralischem Aufbau und durch natürliche und künstliche Zuschlagstoffe, Dissertation, TH Stuttgart, 1964
- [71] **Hamfler, H.**, Berechnung von Temperatur-, Feuchte- und Verschiebungsfeldern in erhärtenden Betonbauteilen nach der Methode der finiten Elemente, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 395, Berlin 1988
- [72] **Hannant, D.J.** Creep and creep recovery of concrete subject to multiaxial compressive stresses. Journal of the ACI, 66, Nr.5, 1969, S.391-394
- [73] **Hansen, K.D.; Reinhardt, W.G.**, Roller-Compated Concrete Dams, McGraw-Hill, Inc., 1991
- [74] **Hasanain, G.S.;Khallaf, T.A.; Mahamood, K.**, Water evaporation from freshly

- placed concrete surfaces in hot weather, Cement and Concrete Research. Vol. 19, 1989, S. 465-475
- [75] **Hauggaard, A.B.; Damkilde, L.; Hansen, P.F.**, Transitional thermal creep of early age concrete, Journal of Engineering Mechanics v 125 n 4 Apr 1999 ASCE. S. 458-465
- [76] **Heindl, W.; Koch, H.A.**, Die Berechnung von Sonneneinstrahlungsintensitäten für wärmetechnische Untersuchungen im Bauwesen, 97 (1976) Heft 12, Gesundheits-Ingenieur
- [77] **Hirschfeld, K.**, Die Temperaturverteilung im Beton, Berlin/Göttingen/Heidelberg, Springer Verlag, 1948
- [78] **Horlacher, H.B.**, Berechnung instationärer Temperatur- und Wärmespannungsfelder in langen mehrschichtigen Hohlzylindern. Mitteilungen, Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart, Heft 38, Diss. Stuttgart, 1976
- [79] **Illson, J.M.; Jordaan, I.J.**, Three dimensional creep measurement in young concrete, Materiaux et constructions, Vol. 4, No.24, 1971. S. 372-377
- [80] **Illson, J.M.; Sanders, P.D.**, The effect of temperature change upon the creep of mortar under torsion loading. Magazine of Concrete Research, Vol.25, No.84, September 1973. S.136-144
- [81] **Illson, J.M.; Sanders, P.D.**, Characteristics and prediction of creep of a saturated mortar under variable temperature, Magazine of Concrete Research, Vol.26, No.88, September 1974. S.169-179
- [82] **Iqbal, M.**, An Introduction to Solar Radiation, Academic Press, Toronto, 1983
- [83] **Jordaan, I.J.; Illson, J.M.**, The creep of sealed concrete under multiaxial compressive stresses, Magazine of Concrete Research, Vol.21, No.69, December 1969. S.195-204
- [84] **Jürges, W.**, Die Wärmeübertragung an einer ebenen Wand, Beihefte zum Gesundheits-Ingenieur, Nr.19, Reihe 1, Nov. 1924
- [85] **Kasten, F.**, A new table and approximation formula for the relative optical air mass, Archiv für Meteorologie, Geophysik und Bioklimatologie, B, 14, 1965, S. 206-223
- [86] **Kasten, F.**, A simple parameterization of the pyrhelimetric formula of determining the Linke turbidity factor, Meteorologische Rundschau, Band 33, 1980, S. 124-127
- [87] **Kasten, F., Young, A.T.**, Revised optical air mass tables and approximation formula, Applied Optics 28 (22), 1987, S.4735-4738
- [88] **Kasten, F.**, The Linke Turbidity factor based on improved values of the integral Rayleigh optical thickness, Solar Energy, 56, 1996
- [89] **Kehlbeck, F.**, Einfluß der Sonnenstrahlung bei Brückenbauwerken, Werner-Verlag, Düsseldorf, 1975
- [90] **Kjellsen, K.O., Detwiler, R.J.**, Later-Age Strength Prediction by a Modified Maturity Model, ACI Materials Journal, V.90, No.3, May-june 1993. S.220-227
- [91] **Kohler, M.A.; Nordenson, T.J.; Fox, W.E.**, Evaporation from Pans and Lakes, Research Paper No.38, US Department of Commerce, Washington, May, 1955
- [92] **Kondratyev, K.Y.; Manolova, M.P.**, The radiation balance of slopes. Solar Energy 4, 14, 1960
- [93] **Kordina, K.; Schubert, L.; Troitzsch, U.** Kriechen von Beton unter Zugbeanspruchung, Berlin : Beuth, 2000

- [94] **Kupfer, H.**, Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 229, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1973
- [95] **Landsberg, H.E.**, World Survey of Climatology, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam-Oxford-New York, 1981
- [96] **Laube, M.**, Werkstoffmodell zur Berechnung von Temperaturspannungen in massigen Betonbauteilen im jungen Betonalter, Diss. TU Braunschweig, 1990
- [97] **Levinson, R.; Akbari, H.**, Effects of Composition and Exposure On the Solar Reflectance Of Portland Cement Concrete, Heat Island Group, Environmental Energy Technologies Division, Lawrence Berkeley National Laboratory, University of California, Berkeley, CA 94720, December 2001
- [98] **Linsley, R.K.; Kohler, M.A.; Paulhus, J.L.H.**, Hydrology for Engineers, McGraw-Hill Series in Water Resources and Environmental Engineering, McGraw-Hill Book Company, 1975
- [99] **Liu, B.Y.H.; Jordan, R.C.**, The Long-Term Average Performance of Flat-Plate Solar-Energy Collectors. Solar Energy, Band 7, 1963, S.53-70
- [100] **Mandry, W.**, Über das Kühlen von Beton, Berlin, Springer-Verlag, 1961
- [101] **Mangold, M.**, Die Entwicklung von Zwang- und Eigenspannungen in Betonbauteilen während der Hydratation, Berichte aus dem Baustoffinstitut, TU München; H. 1/1994
- [102] **Marx, W.**, Berechnung von Temperatur und Spannung in Massenbeton infolge Hydratation, Mitteilungen / Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart; H. 64, 1987
- [103] **Maxwell, E.L.**, A Quasi-Physical Model for Converting Hourly Global Horizontal to Direct Normal Insolation. Report SERI/TR-215-3087. Solar Energy Research Institute, Golden, Co. 1987
- [104] **Menzel, C.A.**, Causes and Prevention of Crack Development in Plastic Concrete. Portland Cement Association Annual Meeting, 1954, S. 130-136
- [105] **Merlivat, L.**, The dependence of bulk evaporation coefficients on air-water interfacial conditions as determined by the isotropic method, Journal of geophysical research /C, 83 1978. S. 2977-2980
- [106] **Müller, H.S.**, Zur Vorhersage des Kriechens von Konstruktionsbeton. Dissertation, Karlsruhe, 1986
- [107] **Muneer, T.**, Solar Radiation Modelling for the United Kingdom. PhD thesis, Council for National Academic Awards, London, 1987
- [108] **Muneer, T.**, Solar radiation model for Europe. BSER&T 11, 153, 1990
- [109] **Muneer, T.; Gul, M.; Kambezidis, H.; Alwinkle, S.**, An all-sky solar radiation model based on meteorological data. Proc. CIBSE, ASHRAE Joint Annual Conf., Harrogate, 1996
- [110] **Muneer, T.**, Solar Radiation & Daylight Models for the Energy Efficient Design of Buildings, Architectural Press, Butterworth-Heinemann, Reed Educational and Professional Publishing Ltd., 1997
- [111] **Nechvatal, Dirk**, Normalbeton unter hohen Dauerlasten bei vermindertem Feuchtaustausch, München : Technische Univ, 1996
- [112] **Nehring, G.**, Über den Wärmefluß durch Außenwände und Dächer in klimati-

- sierte Räume infolge der periodischen Tagesgänge der bestimmenden meteorologischen Elemente, Gesundheits-Ingenieur, 83 (1962)
- [113] **Neville, A.M.; Dilger, W.H.; Brooks, J.J.**, Creep of plain and structural concrete. Construction Press, London, New York, 1983
- [114] **Nolting, E.H.**, Zur Frage der Entwicklung lastunabhängiger Verformungen und Wärmedehnzahlen junger Betone, Hannover, 1989
- [115] **NTUA Online Weather Data**, <http://www.meteo.ntua.gr/e/histdata/>
- [116] **Orgill, J.F.; Hollands, K.G.T.**, Correlation equation for hourly diffuse radiation on a horizontal surface. Solar Energy, 19, 357, 1977
- [117] **Page, J.K.**, Prediction of Solar Radiation on Inclined Surfaces, Solar Energy R&D in the European Community, Series F:Solar Radiation Data, Volume 3, D.Reidel Publishing Company, 1986
- [118] **Paltridge, Garth W. ; Platt, C. M.**, Radiative processes in meteorology and climatology, Amsterdam : Elsevier , 1976
- [119] **Penman, H.L.**, Estimating evaporation. Trans. Amer. Geophys. Union 37, No.1, 1956, S.43-50
- [120] **Perez, R.; Ineichen, P.; Seals, R.**, Modelling daylight availability and irradiance components from direct and global irradiance. Solar Energy 44, 271, 1990
- [121] **Perez, R.; Ineichen, P.; Maxwell, E.; Seals, R.; Zelenka, A.**, Dynamic global-to-direct irradiance conversion models. Proc. ISES World Congress, Denver, 1991
- [122] **Pisimanis, D.; Notaridou, V.; Lalas, D.P.**, Estimating direct, diffuse and global solar radiation on an arbitrarily inclined plane in Greece, Solar Energy, Vol. 39, No.3, 1987, S. 159-172
- [123] **Powers, T.C.**, The thermodynamics of volume change and creep. Materials & Structures. Vol. 1, No.6, 1968
- [124] **Raiss, M.**, Der instationäre Wärmedurchgang durch Mehrschichtwände, Gesundheit-Ingenieure, 91, H.3, 1969
- [125] **Rasch, C.**, Spannungs-Dehnungs-Linien des Betons und Spannungsverteilung in der Biegedruckzone bei konstanter Dehngeschwindigkeit. DAfStb Heft 154, 1962
- [126] **Rastrup, E.**, Heat of Hydration in Concrete, Magazine of Concrete Research, V.6, No.17, Sept. 1954, S.1-14.
- [127] **Recknagel, S., Hünmann, S.**, Taschenbuch für Heizung + Klima-Technik, R. Oldenburg Verlag, 1994/95
- [128] **Regourd, M.**, Structure and Behaviour of Slag Portland Cement Hydrates, Proceedings of the 7th International Congress on the Chemistry of Cements, Paris, 1980 S.17
- [129] **Reindl, D.T.; Beckman, W.A.; Duffie, J.A.**, Diffuse fraction correlations. Solar Energy 38, 169, 1990
- [130] **Reindl, D.T.; Beckman, W.A.; Duffie, J.A.**, Evaluation of hourly tilted surface radiation models. Solar Energy 45, 9, 1990
- [131] **Reinhardt, H.W.**, Fracture mechanics of an elastic softening material like concrete, Heron, Vol.29, No. 2, TU Delft, 1984
- [132] **Richter, D.**, Zur Einheitlichen Berechnung der Wassertemperatur und der Verdunstung von freien Wasserflächen auf statistischer Grundlage. Abh. Meteorol. Dienst. der DDR 16, 1977

- [133] **Richter, D.**, Methodische Grundlagen zur Bestimmung der Albedo und der langwelligigen Ausstrahlung von der freien Wasseroberfläche sowie der langwelligigen Gegenstrahlung der Atmosphäre. Zeitschrift für Meteorologie, 38, 1989, H.4
- [134] **RILEM**, International conference on concrete of early ages. Properties of set concrete at earlier ages, State of art report. Materials and structures, 1981
- [135] **Ross, A.D.**, Experiments on the creep of concrete under two-dimensional stressing, Magazine of Concrete Research, Nr.16, 1954, S.3-10
- [136] **Rossi, P.; Acker, P.**, A new approach to the basic creep and relaxation of concrete. Cement and Concrete Research, vol.18, 1988
- [137] **Rostásy, F.S.; Laube, M.; Onken, P.**, Zur Kontrolle früher Temperaturrisse in Betonbauteilen, Bauingenieur 68, 1993
- [138] **Rüsch, Hubert; Jungwirth, Dieter; Hilsdorf, Hubert K.**, Creep and shrinkage, New York : Springer, 1983
- [139] **Saul, A.G.A.**, Principles Underlying the Steam Curing of Concrete at Atmospheric Pressure, Magazine of Concrete Research(London), V.2, 16 Nov. 1951, S.127-140
- [140] **Schöppel, K.**, Entwicklung der Zwangsspannungen im Beton während der Hydratation, Dissertation, TU München, 1993
- [141] **Schrader, E.K., Namikas, D.**, Performance of Roller Compacted Concrete Dams, ICOLD Sixteenth Congress, San Francisco, June 1988, Vol. 3, Q62, 99339-363
- [142] **Springenschmid, R.; Fleischer, W.**, Über das Schwinden von Beton, Schwindmessungen und Schwindrisse(2.Teil), Beton- und Stahlbetonbau, Jg.88, Heft 12, 1993
- [143] **Schwarz, H.R.**, Methode der Finite Elemente, B.G.Teubner Stuttgart 1991
- [144] **Soll, R.**, Der E-Modul des Betons. Dissertation München, 1960
- [145] **Spencer, J.W.**, Correlation equation for hourly diffuse radiation on a horizontal surface. Solar Energy, 29, 19, 1982
- [146] **Sugita, M.; Brutsaert, W.**, Regional surface flux from remotely sensed skin temperature and lower boundary layer measurements. Water Resources Research, 26, 1990. S.2937-2944
- [147] **Tasdemir, M.A.; Lydon, F.D.; Bar, B.I.G.**, The tensile strain capacity of concrete, Magazine of Concrete Research, Vol.48, 1996
- [148] **Tetens, O.**, Über einige meteorologische Begriffe, Zeitschrift für Geophysik, V.6, 1930, S.297-309
- [149] **Thomé, Vidar**, Galerkin Finite Element Methods for Parabolic Problems, Springer-Verlag, Berlin Heidelberg New York Tokyo 1984
- [150] **Tornebohm, A.E.**, Die Petrographie des Portlandzements, Tonindustrie Zeitung, 21, 1897 S.1148-1151
- [151] **Uno, P.J.**, Plastic Shrinkage Cracking and Evaporation Formulas, ACI Materials Journal, V.95, No.4, July-August, 1998, S.365-375
- [152] **US Bureau of Reclamation**, Abkühlung der Beton-Talsperren, chinesische Übersetzung durch Hou Jiangong, Verlag für Wasserbau, 1958
- [153] **Verbeck, G.J., Forster, C.W.**, Long-time Study of Cement performance in Concrete, Chapter 6- The Heats of Hydration of the Cements, Proceedings of the American Society for Testing Materials. 1950, vol.50. S.1235-1262
- [154] **WMO**, Measurement and estimation of evaporation and evapotranspiration. Technical Note No. 83, 1966

-
- [155] **WMO**, Meteorological aspects of solar radiation as an energy source, Technical Note No. 172, WMO-No.557, 1981, S.121-122
- [156] **Wyngaard, J.C.**, Scalar fluxes in the planetary boundary layer - theory, modelling, and measurement. *Boundary-Layer Meteorology*, 50,1990. S.49-75
- [157] **Yamamoto, G.**, On nocturnal radiation, The science reports of the Tohoku University, Serie 5, Geophys., 2, 1950
- [158] Yang, Z., Deformation Properties and Micro Mechanism Study of Roller Compacted Concrete with High Crack Resistance, Proceedings of International Symposium on Roller Compacted Concrete Dam, April 21-25, 1999, Chengdu, China.S.305-314
- [159] Yue, Y.; Hu, P., Thermal Stress Analysis of the Impervious Facing Concrete Slabs of Longtan RCC Dam, Dept. of Materials and Structures, China Institute of Water Resources and Hydropower, China, Oct., 1999
- [160] **Zeitler, W.**, Untersuchungen zu Temperatur- und Spannungszuständen in Betonbauteilen infolge Hydratation. Diss. TH Darmstadt 1983
- [161] **Zhu, B.**, Mixed-layer Methode for Analysis of Stresses by Simulating the Construction Process of Multilayered High Concrete Structures, *Journal of Hydroelectric Engineering*, Vol. 46, No.3, 1994
- [162] **Zhu, B.**, Effect of Pipe Cooling in Mass Concrete with Internal Source of Heat, *Scientia Sinica*, No.4, 1961
- [163] **Zhu, B.**, Prediction of Water Temperature in Reservoirs, *Shui Li Xue Bao*, No. 2 , 1985
- [164] **Zhu, B.**, Zoning and variable time step finite element methode for computing the transient temperature field, China Instiute of Water Resources and Hydropower Research(IWHR), October, 1994
- [165] **Zienkiewicz, O.C., Taylor, R.L.**, *The Finite Element Method*, Vol. 1, McGRAW-HILL Book Company(UK) Limited,1989
- [166] **Zienkiewicz, O.C., Taylor, R.L.**, *The Finite Element Method*, Vol. 2, McGRAW-HILL Book Company(UK) Limited,1991

Anhang A

Bilder für Parameterstudie anhand des 1D-Modells

Bautechnische Annahmen laut Abb.5.15 und Abschnitt 5.5.1:

- 10 Tage (vom 1.10.98 bis 10.10.98) Betonierung;
- 50 cm starke RCC-Schicht pro Tag mit Beginn der Betoneinbringung um 7:30 Uhr;
- 5 m Gesamthöhe der 10 eingebrachten Betonierschichten ab dem 10.10.98;
- 5 m Abstand der Betonoberfläche von der Gründungssohle;
- Die Frischbetontemperatur T_{0b} wurde nach der Konstant- T_0 -Methode (siehe Seite 97) streng an die Kontrolltemperatur $T_0 = 20^\circ\text{C}$ gehalten.

Die in Anhang A benutzten Bezeichnungen:

T_o : Temperatur der Betonoberfläche;

T_l : Lufttemperatur;

ΔT : Temperaturunterschied zwischen T_o und T_l , $\Delta T = |T_o - T_l|$;

v : Windgeschwindigkeit;

z_0 : Oberflächenrauheitshöhe;

α_k : konvektive Wärmeübergangszahl.

Eine kurze Liste der in Anhang A aufgenommenen Abbildungen:

Abb.A.1 bis Abb.A.4 Vergleich der berechneten Temperatur in unterschiedlicher Tiefe unter der Oberfläche nach neuem bzw. traditionellem Verfahren, siehe Text in Abschnitt 5.5.2.

Abb.A.5 bzw. Abb.A.6 Beziehungen zwischen α_k und v bei konstantem ΔT und Beziehungen zwischen α_k und ΔT bei konstantem v bei $T_o > T_l$ bzw. $T_o < T_l$, siehe Text in Abschnitt 5.5.3.

Abb.A.7 bzw. Abb.A.8 Wärmeübergangszahl an einer waagerechten Fläche infolge erzwungener bzw. freier Konvektion, siehe Text in Abschnitt 5.5.3.

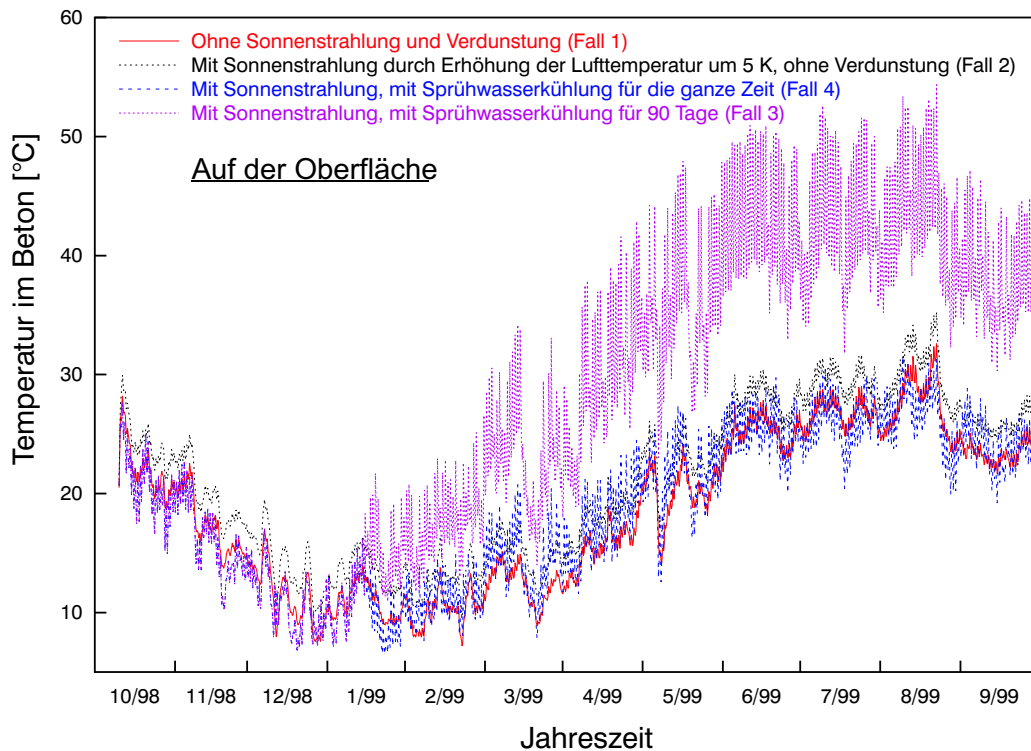


Abb. A.1: Vergleich der berechneten Temperatur nach neuem bzw. traditionellem Verfahren (Fälle 3 und 4 bzw. 1 und 2)

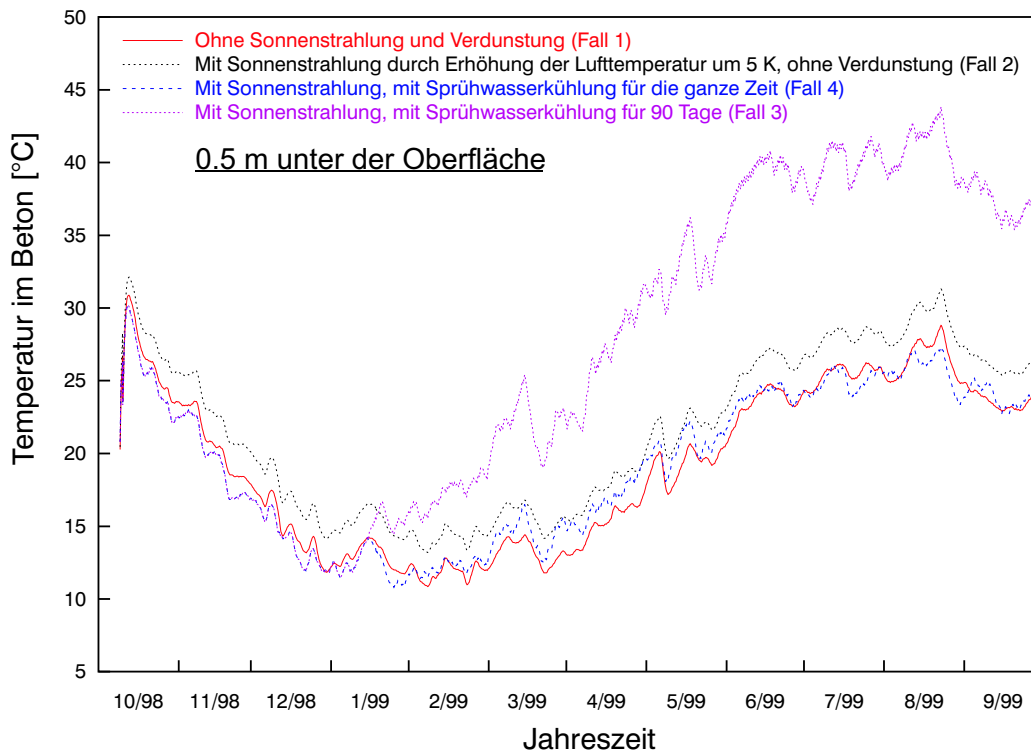


Abb. A.2: Vergleich der berechneten Temperatur nach neuem bzw. traditionellem Verfahren (Fälle 3 und 4 bzw. 1 und 2)

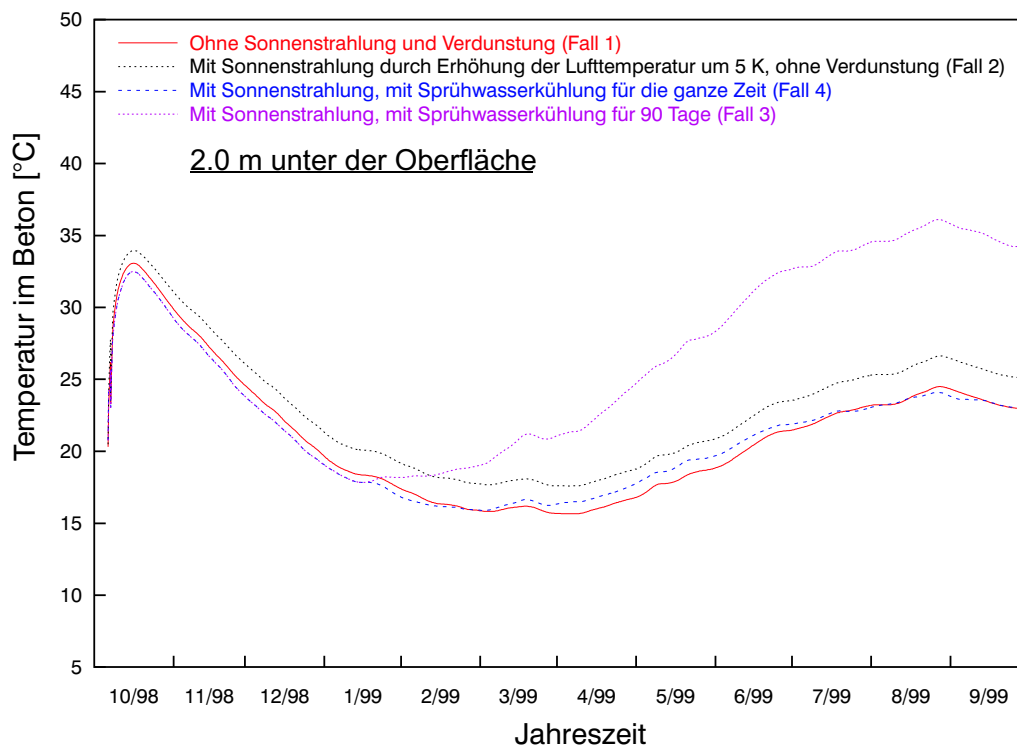


Abb. A.3: Vergleich der berechneten Temperatur nach neuem bzw. traditionellem Verfahren (Fälle 3 und 4 bzw. 1 und 2)

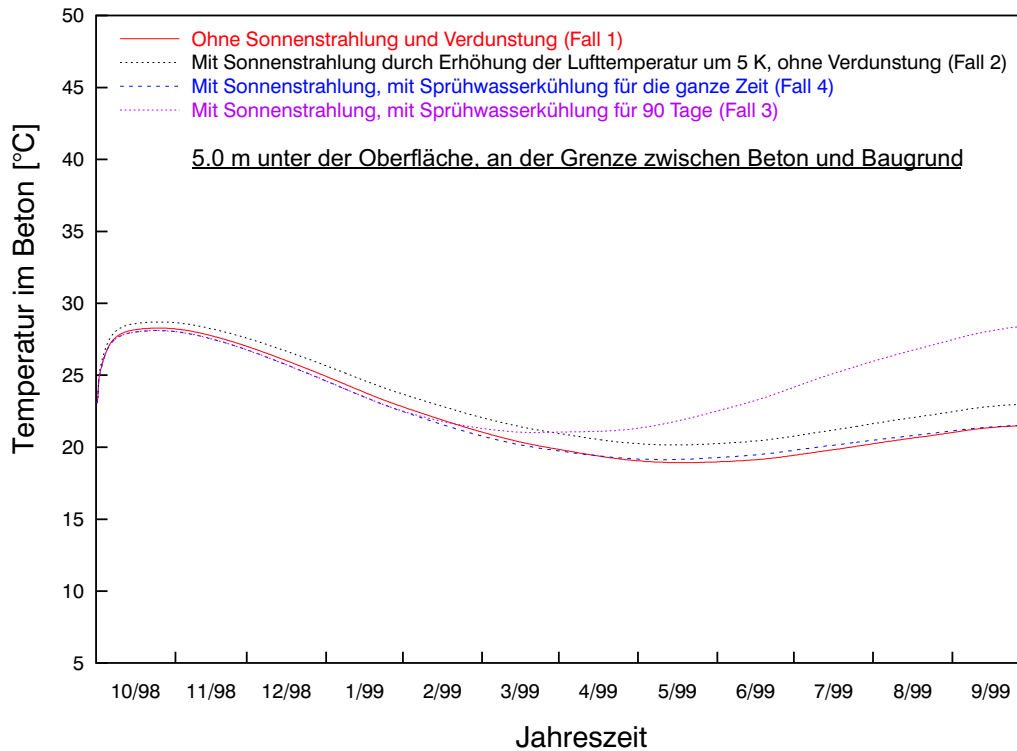


Abb. A.4: Vergleich der berechneten Temperatur nach neuem bzw. traditionellem Verfahren (Fälle 3 und 4 bzw. 1 und 2)

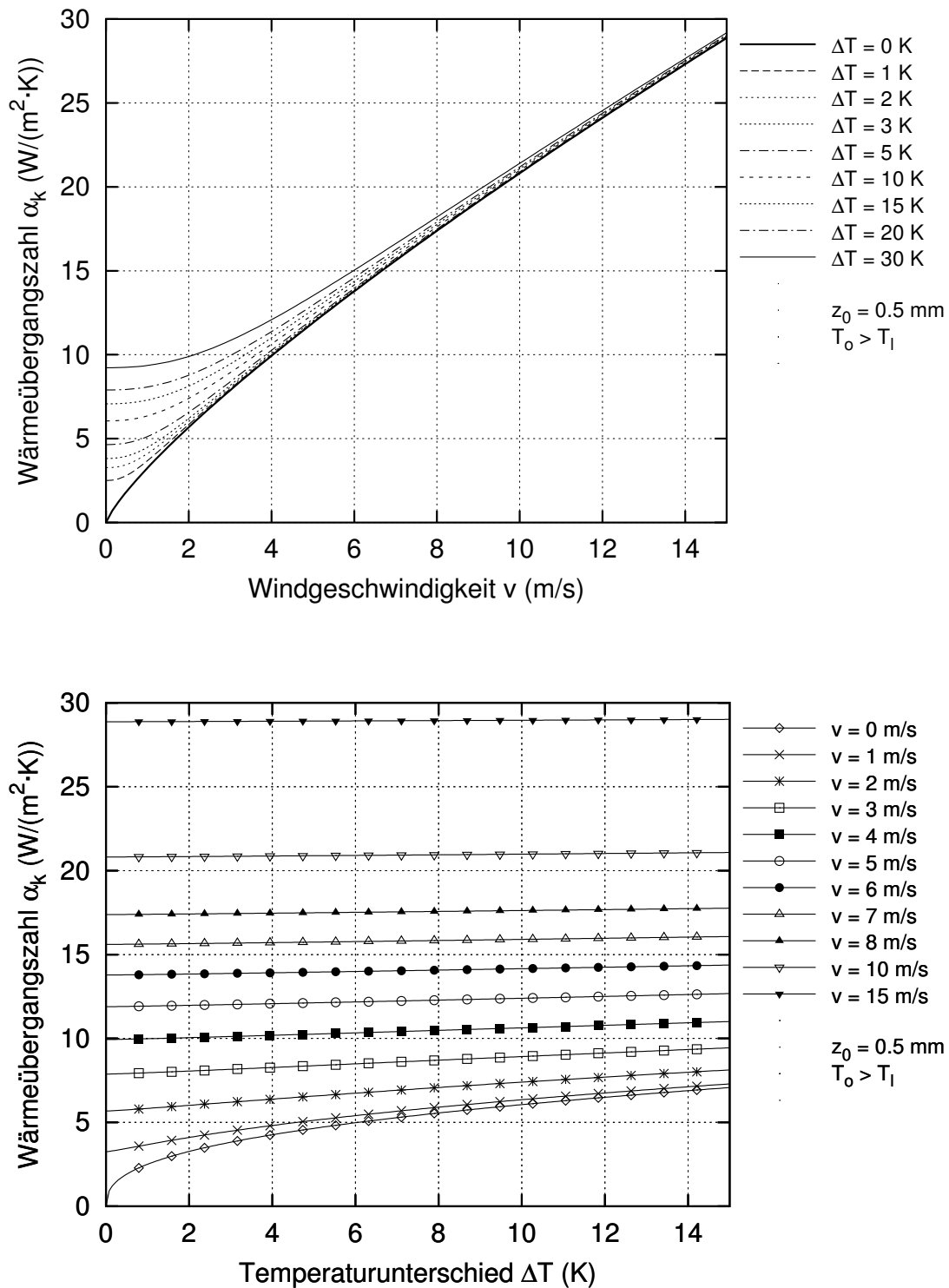


Abb. A.5: Beziehungen zwischen α_k und v bei konstantem ΔT (oben) und Beziehungen zwischen α_k und ΔT bei konstantem v (unten) bei $T_o > T_l$

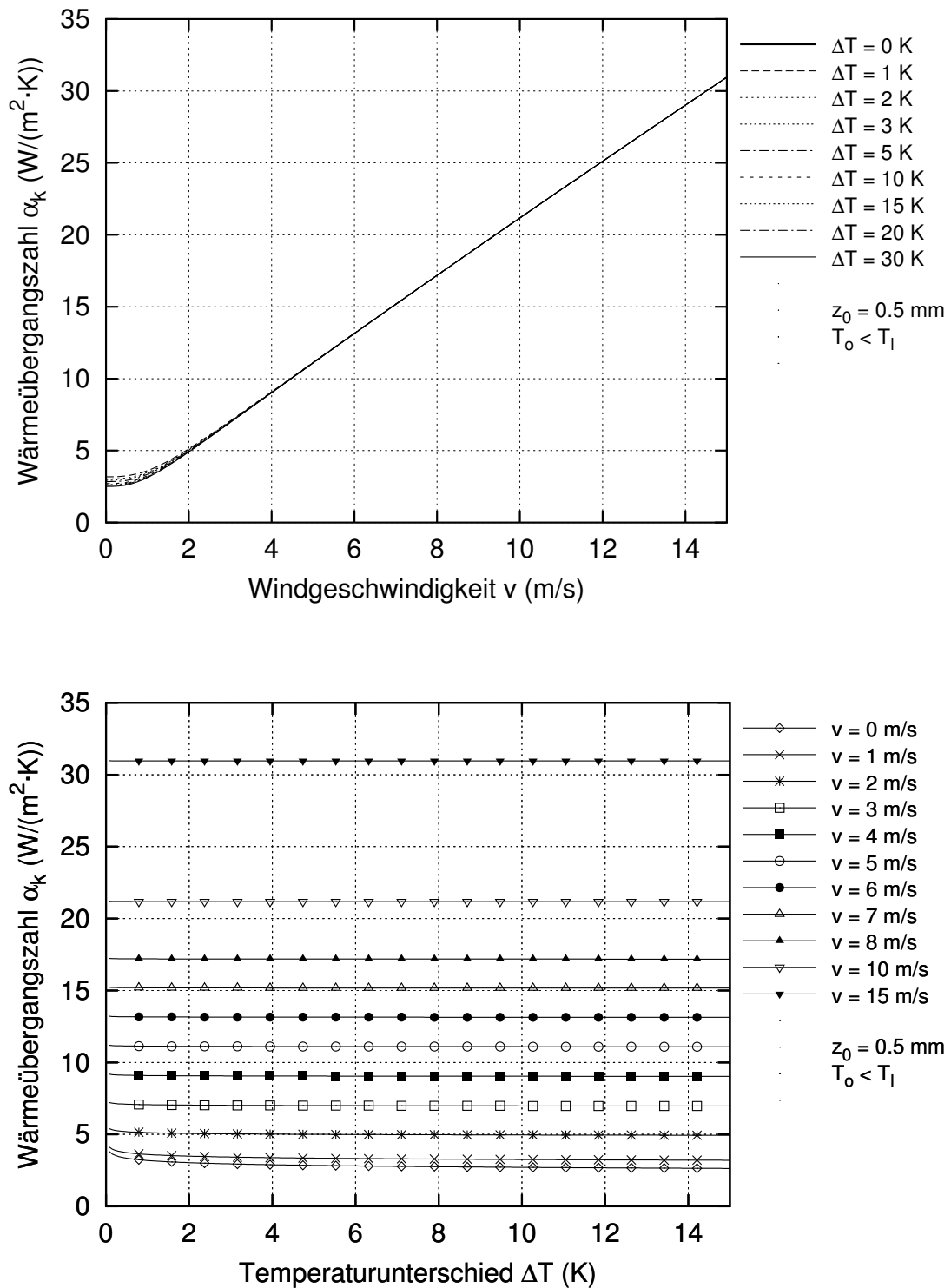


Abb. A.6: Beziehungen zwischen α_k und v bei konstantem ΔT (oben) und Beziehungen zwischen α_k und ΔT bei konstantem v (unten) bei $T_o < T_l$

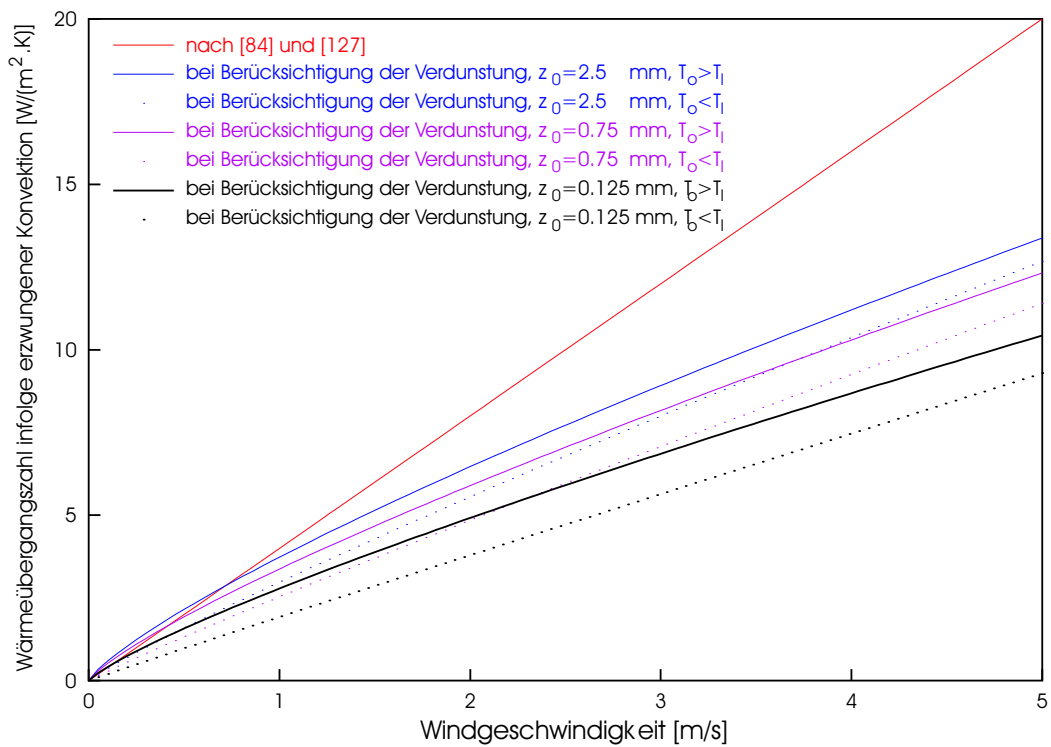


Abb. A.7: Wärmeübergangszahl an einer waagerechten Fläche infolge erzwungener Konvektion

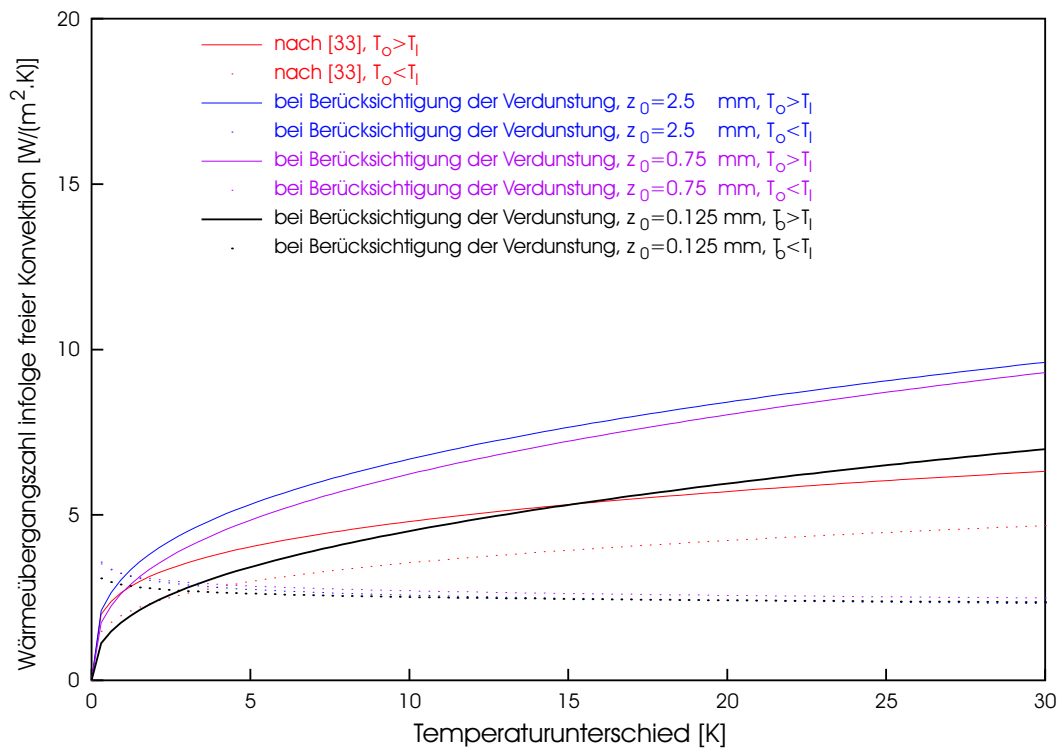


Abb. A.8: Wärmeübergangszahl an einer waagerechten Fläche infolge freier Konvektion

Anhang B

Bilder für Fall- und Parameterstudie anhand von 2D- und 3D-Modellen I

Bautechnische Annahmen laut Abb.B.1 und Abschnitt 5.6.1:

- 1 Jahr (vom 1.10.98 bis 1.10.99) Betonierung;
- Ab 1.10.98 je 8 Tage eine CMC-Schicht (50 cm dick) bis 12.12.98 mit insgesamt 10 Schichten, ab. 20.12.98 je 2 Tage eine RCC-Schicht (30 cm dick) mit insgesamt 144 Schichten; Beginn der Betoneinbringung: um 7:30 Uhr des jeweiligen Betonierungstages;
- 48 m Gesamthöhe, 5 m CMC (von 222.0 bis 227.0 müNN) und 43 m RCC (von 227 bis 270 müNN);
- Die Frischbetontemperatur T_{0b} wurde nach der Höchst- T_0 -Methode (siehe Seite 97) mit der Kontrolltemperatur $T_0 = 10^\circ\text{C}$ bestimmt.

Das Koordinatensystem: Die x-y-Ebene ist wie in Abb.B.1 definiert. Die z-Richtung ist senkrecht zur x-y-Ebene, nämlich in der Längsrichtung der Mauer, siehe auch Abb.5.11 auf Seite 100.

Die betrachtete Höhe: 259.7 müNN (siehe Abb.B.1). Die Betonschichten in der Nähe der Höhe 259.7 müNN (von 258.2 bis 263.0) wurden in der warmen Jahreszeit (vom 15.7.99 bis 15.8.99) eingebracht, und die Betonschicht auf der Höhe 259.7 müNN (von 259.4 bis 259.7 müNN) wurde am 25.7.99 eingebracht. Die in der kalten Jahreszeit am wasser- und luftseitigen Rand dieser Höhe auftretenden Zugspannungen waren deutlich höher als die in ihrer Umgebung.

Die in Anhang B benutzten Bezeichnungen:

- kombiniert : die Betonschichten wurden bei Erfüllung der gegebenen Bedingungen zusammengefasst;
- nicht-kombiniert : die Betonschichten wurden nicht zusammengefasst;
- n_u : die Anzahl der aneinanderhängenden Quaderelemente in z-Richtung (siehe "Zur Spannungsberechnung" in Abschnitt 4.4), nämlich die Anzahl der Unterteilungen des Untersuchungsobjekts in z-Richtung. Siehe Abschnitt 5.4 und Abschnitt 5.6.6 für weitere Informationen über n_u ;

- ΔE : relative Fehlergrenze für den Elastizitätsmodul E ;
 $\Delta \xi$: absolute Fehlergrenze für den Hydratationsgrad ξ ;
 Δt : Zeitschrittweite für die Spannungsberechnung;
 Δt_{max} : Kontrollzeitschrittweite für die Spannungsberechnung;
 σ_x, σ_y und σ_z : Spannung in x-, y- und z-Richtung;

Eine kurze Liste der in Anhang B aufgenommenen Abbildungen:

- Abb.B.2 bzw. Abb.B.3 Temperatur- bzw. Spannungsentwicklung bei konstanten (Methode 1) und adaptiven (Methode 2) Zeitschritten, siehe Text in Abschnitt 5.6.2 auf Seite 107;
 Abb.B.4 bis Abb.B.7 Temperatur- oder Spannungsentwicklungen bei unterschiedlichen $\Delta \xi$, siehe Text in Abschnitt 5.6.3 auf Seite 108.
 Abb.B.8 bis Abb.B.11 Spannungsentwicklungen bei unterschiedlichen ΔE , siehe Text in Abschnitt 5.6.4 auf Seite 109.
 Abb.B.12 und Abb.B.13 Spannungsentwicklungen bei unterschiedlichen Δt_{max} , siehe Text in Abschnitt 5.6.5 auf Seite 109.
 Abb.B.14 bis Abb.B.17 Spannungsentwicklungen bei unterschiedlichen n_u , siehe Text in Abschnitt 5.6.6 auf Seite 110.

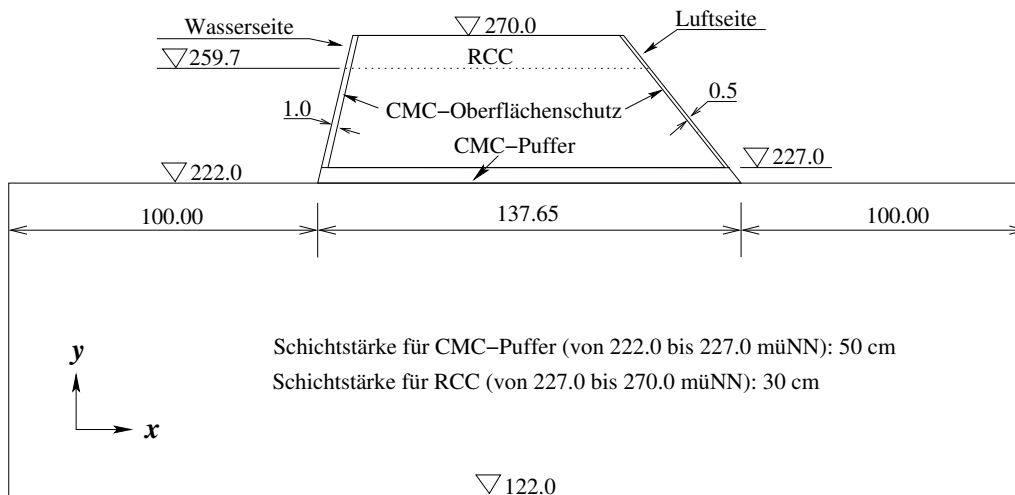


Abb. B.1: Querschnitt des Untersuchungsobjekts (mit den für die Berechnungsfälle in Abschnitt 5.6 zugrunde gelegten Abmessungen in m)

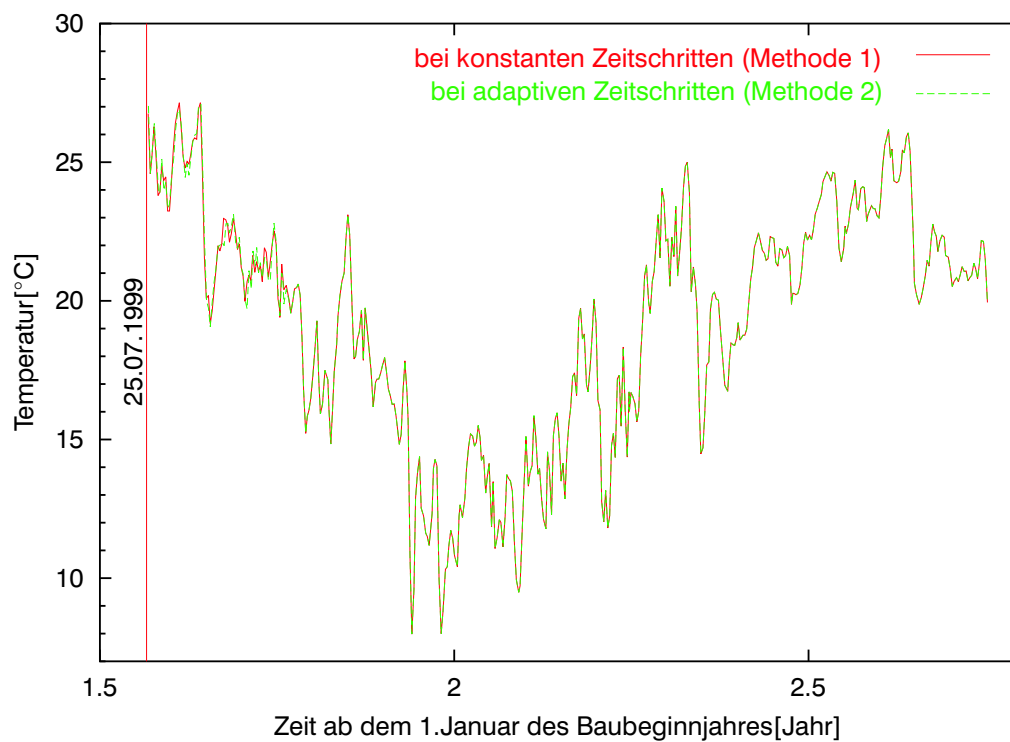


Abb. B.2: Temperaturentwicklung bei konstanten bzw. adaptiven Zeitschritten (auf der Wasserseite, 259.7 müNN) (Methode 1 bzw. 2)

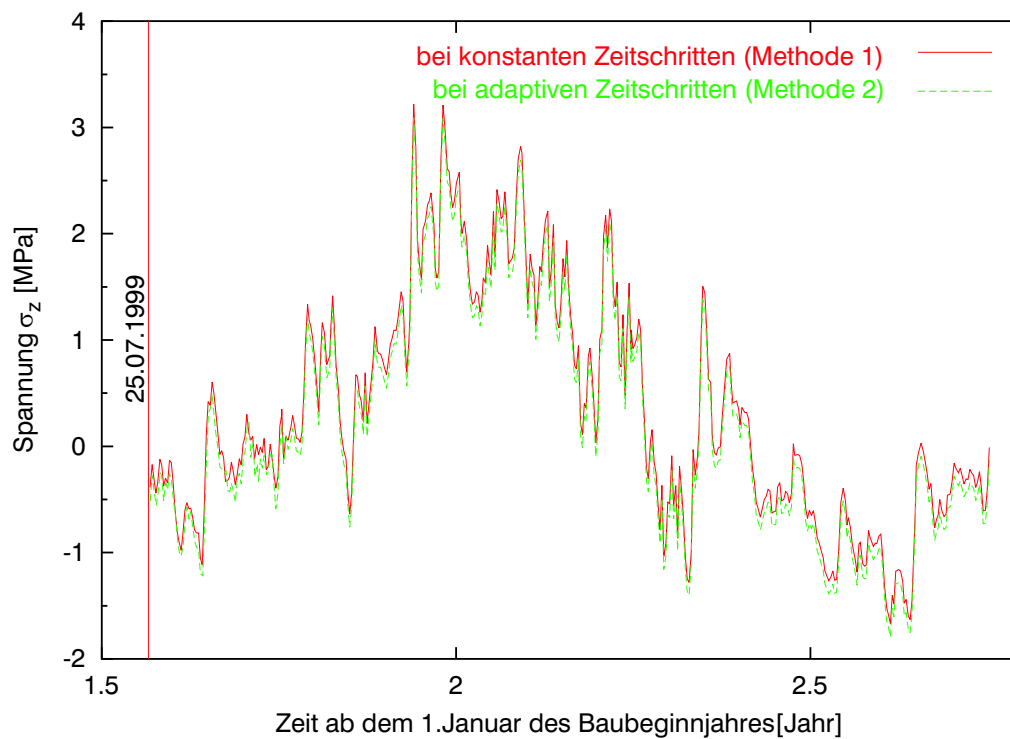


Abb. B.3: Entwicklung von σ_z bei konstanten bzw. adaptiven Zeitschritten (auf der Wasserseite, 259.7 müNN) (Methode 1 bzw. 2)

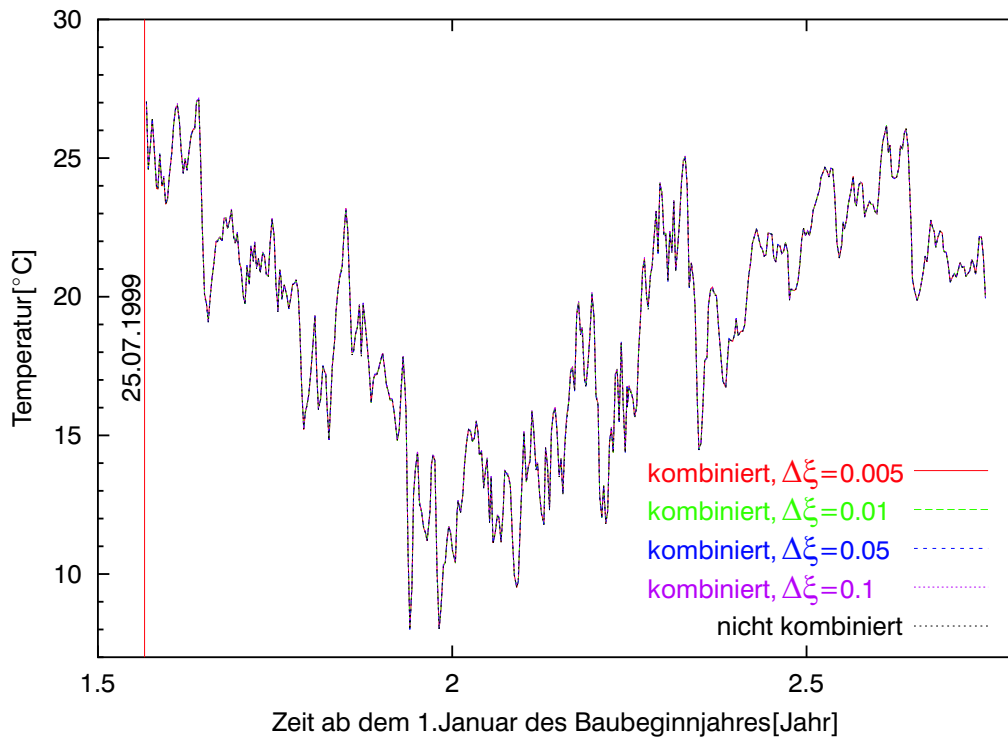


Abb. B.4: Temperaturentwicklung (auf der Wasserseite, 259.7 müNN) bei unterschiedlichen $\Delta\xi$

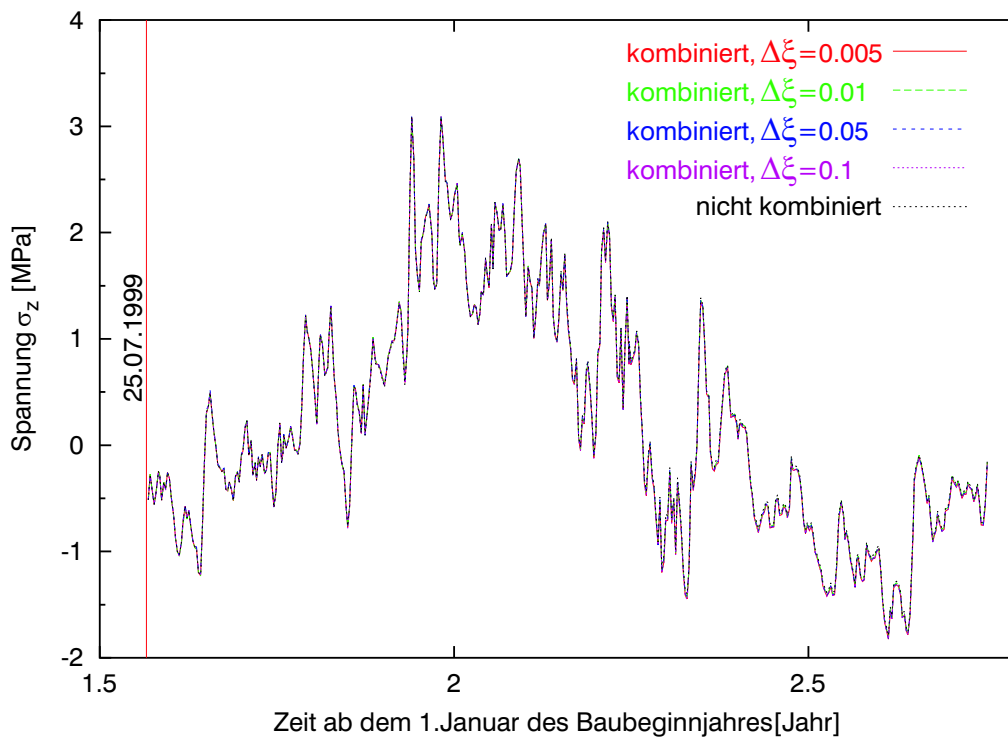


Abb. B.5: Entwicklung von σ_z (auf der Wasserseite, 259.7 müNN) bei unterschiedlichen $\Delta\xi$

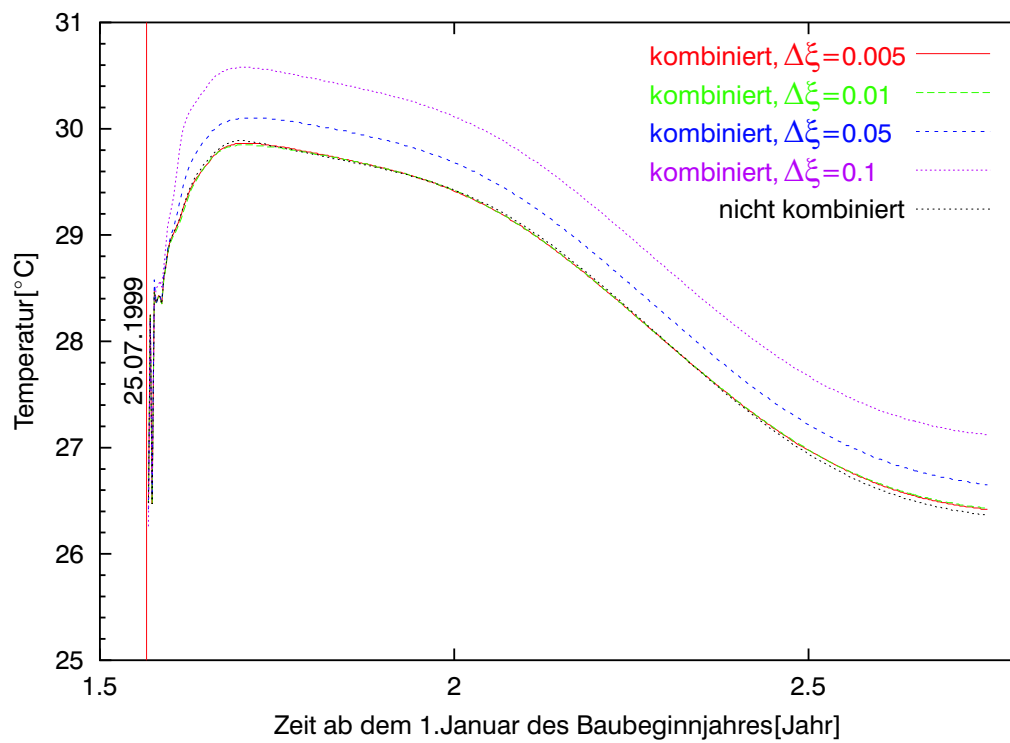


Abb. B.6: Temperaturentwicklung (in der Mitte, 259.7 müNN) bei unterschiedlichen $\Delta\xi$

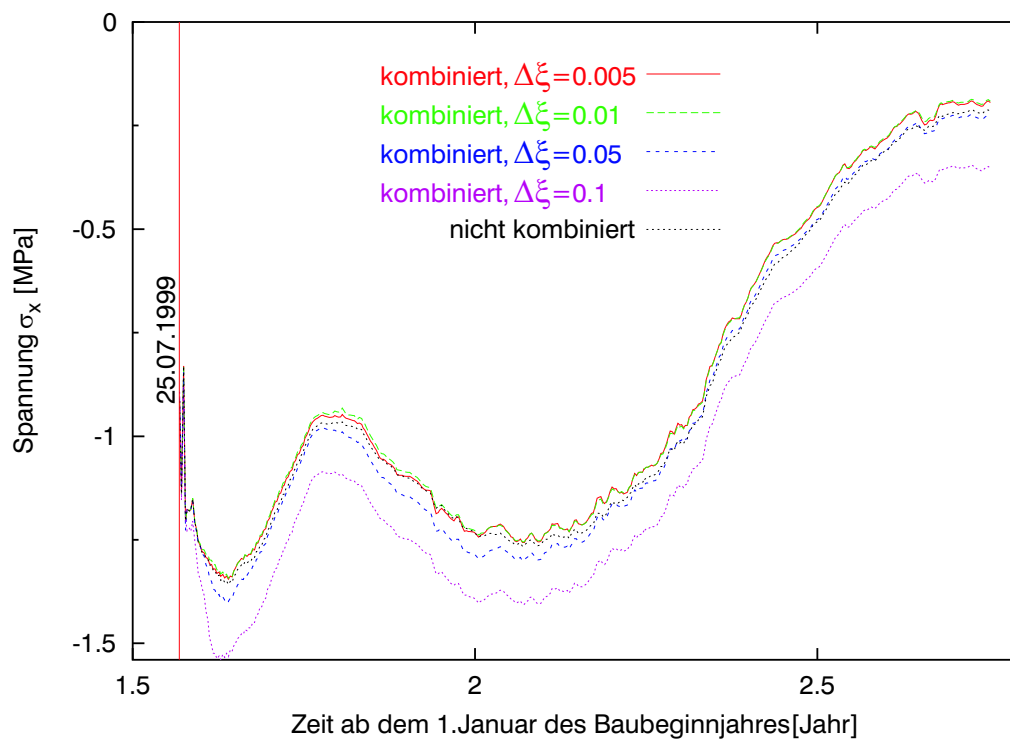


Abb. B.7: Entwicklung von σ_x (in der Mitte, 259.7 müNN) bei unterschiedlichen $\Delta\xi$

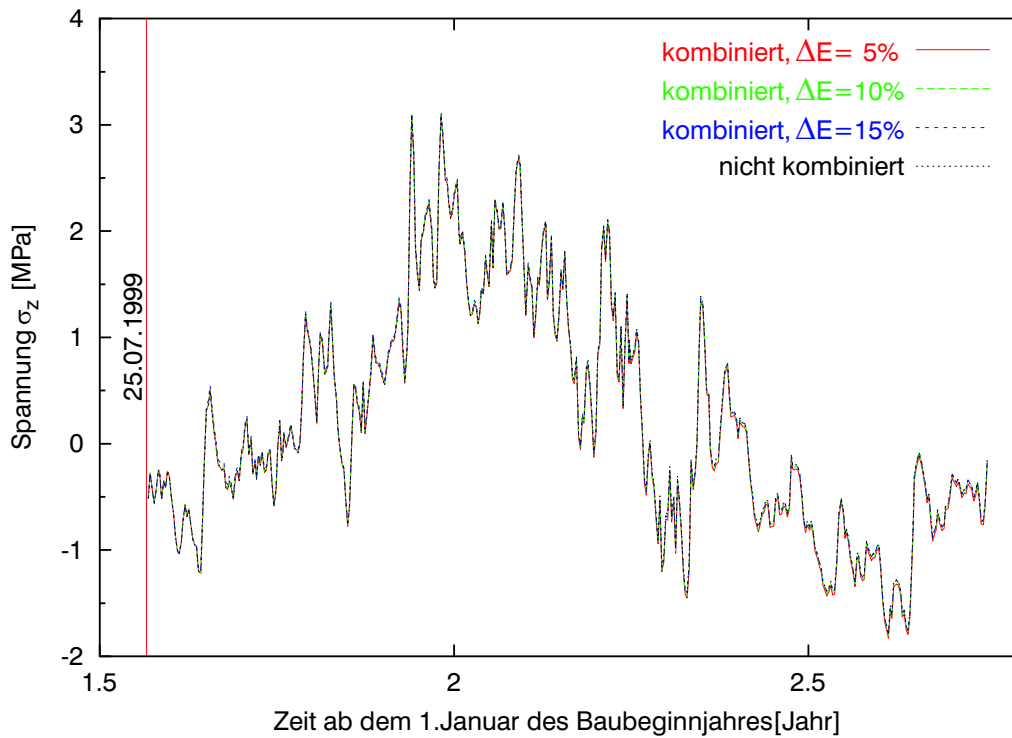


Abb. B.8: Entwicklung von σ_z (auf der Wasserseite, 259.7 müNN) bei unterschiedlichen ΔE

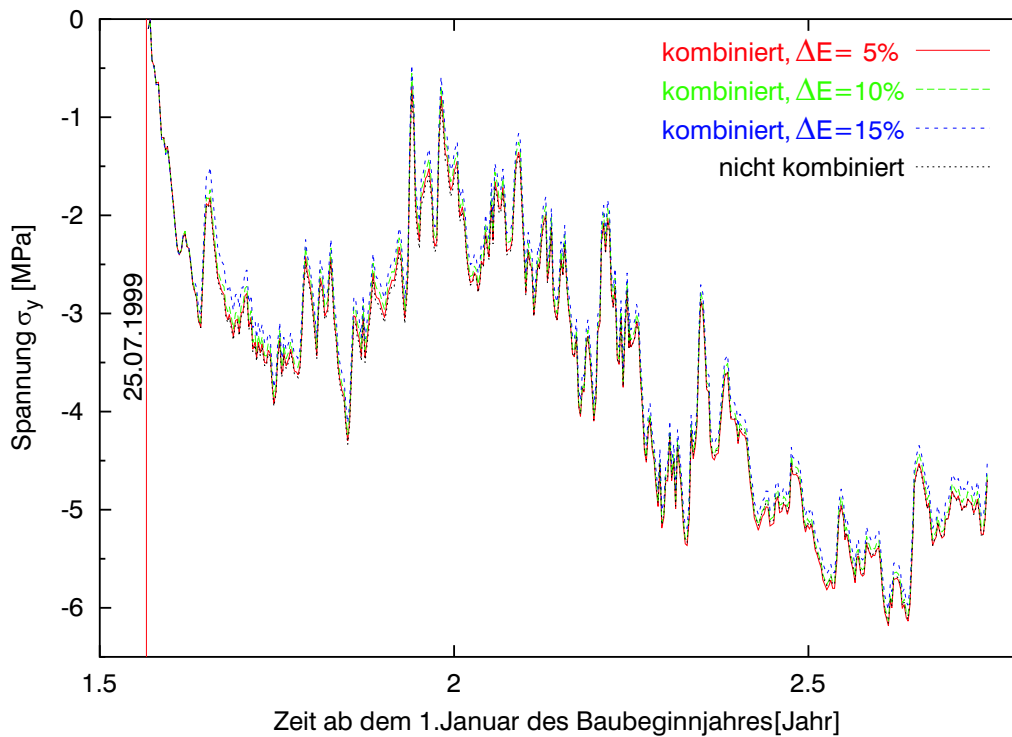


Abb. B.9: Entwicklung von σ_y (auf der Wasserseite, 259.7 müNN) bei unterschiedlichen ΔE

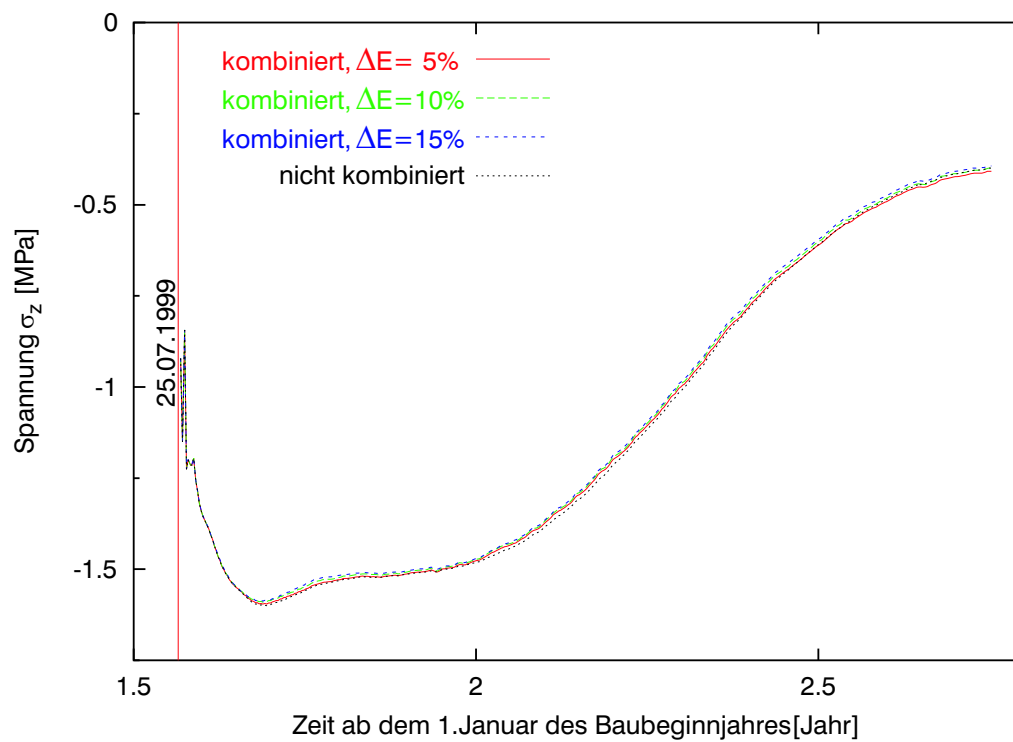


Abb. B.10: Entwicklung von σ_z (in der Mitte, 259.7 müNN) bei unterschiedlichen ΔE

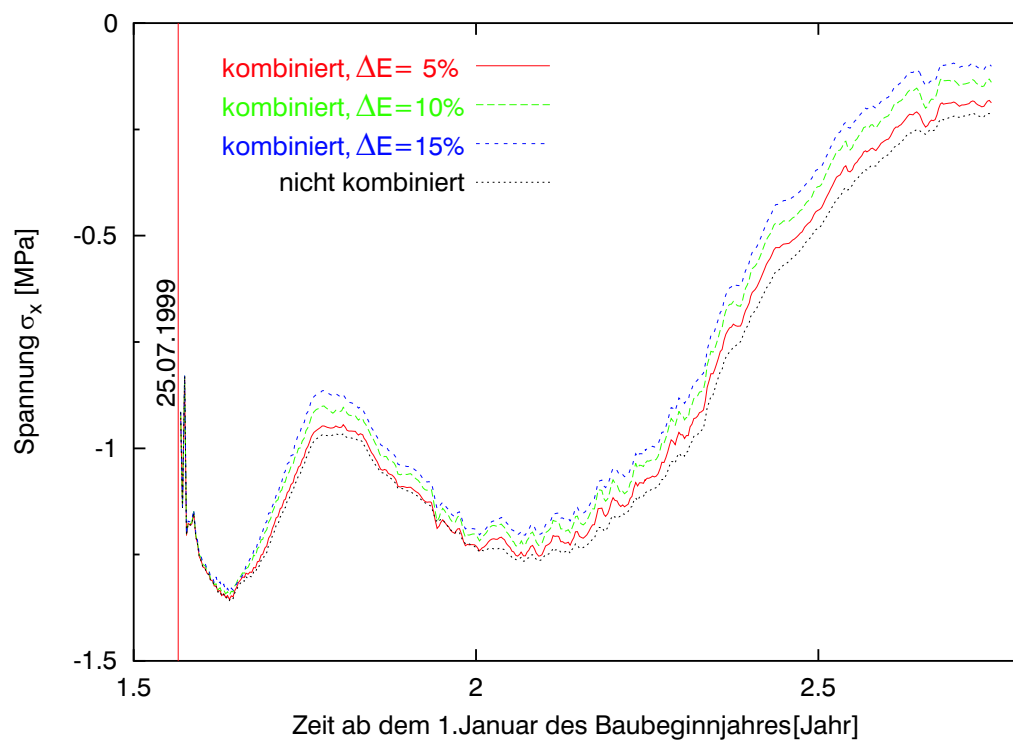


Abb. B.11: Entwicklung von σ_x (in der Mitte, 259.7 müNN) bei unterschiedlichen ΔE

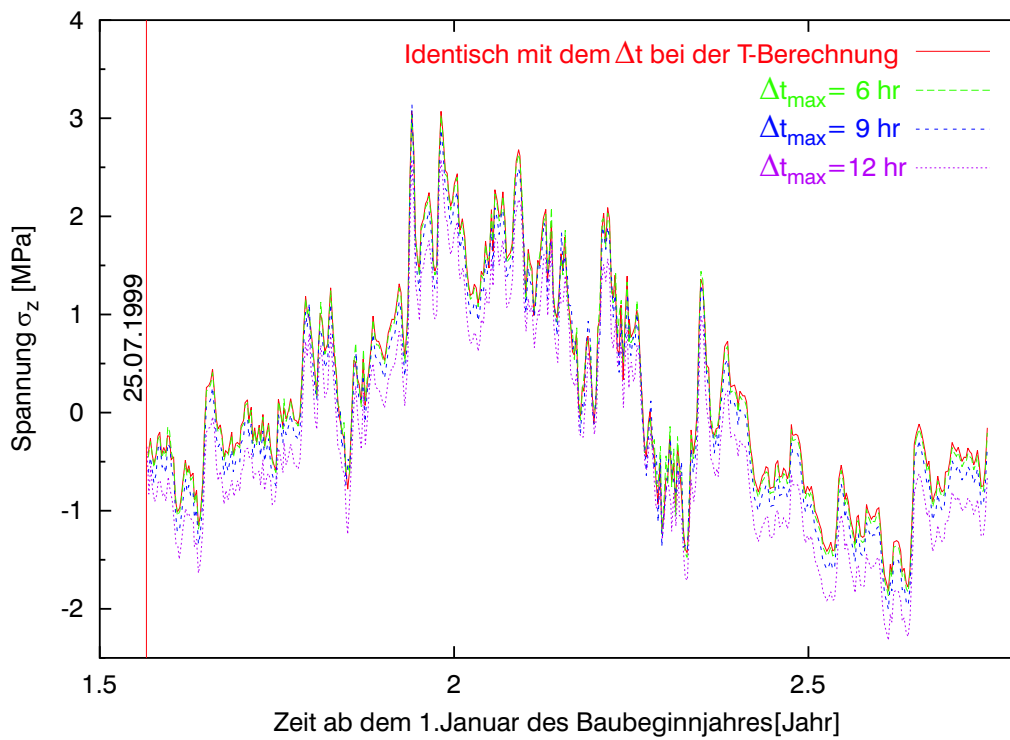


Abb. B.12: Entwicklung von σ_z (auf der Wasserseite, 259.7 müNN) bei unterschiedlichen Δt_{max}

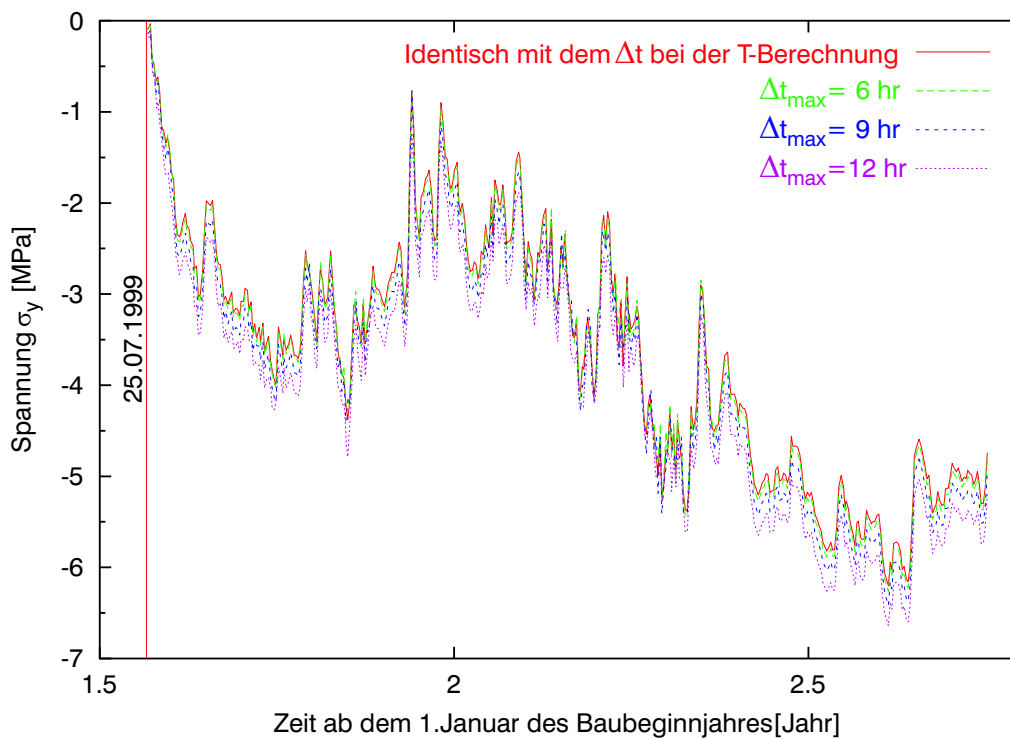


Abb. B.13: Entwicklung von σ_y (auf der Wasserseite, 259.7 müNN) bei unterschiedlichen Δt_{max}

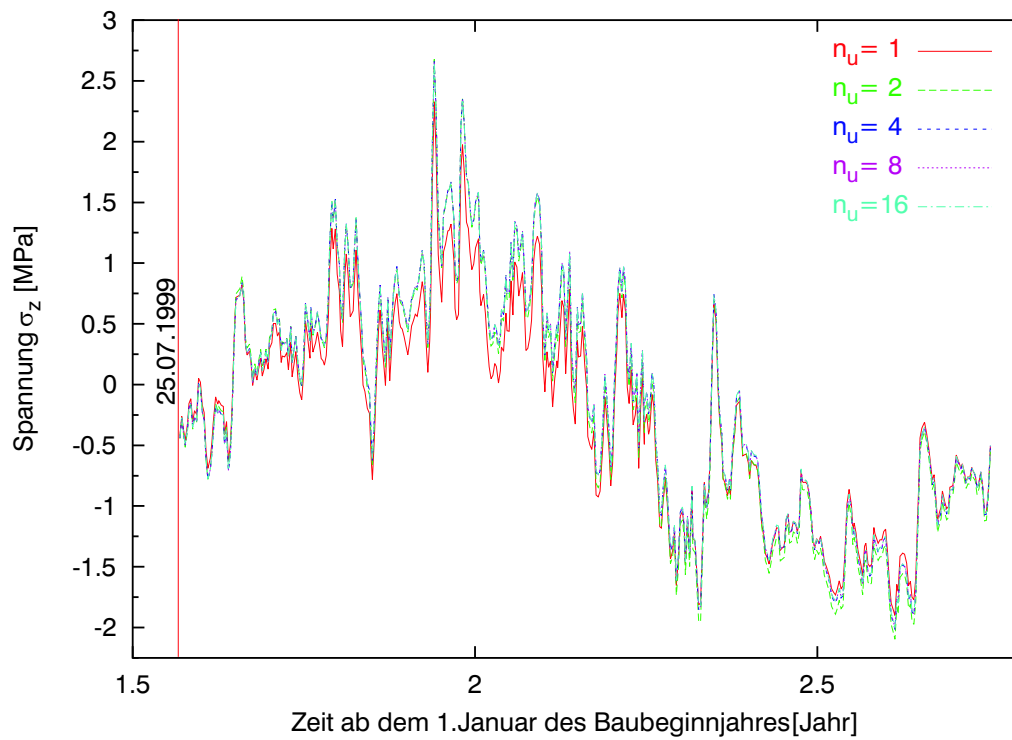


Abb. B.14: Entwicklung von σ_z (auf der Wasserseite, 259.7 müNN) bei unterschiedlichen n_u

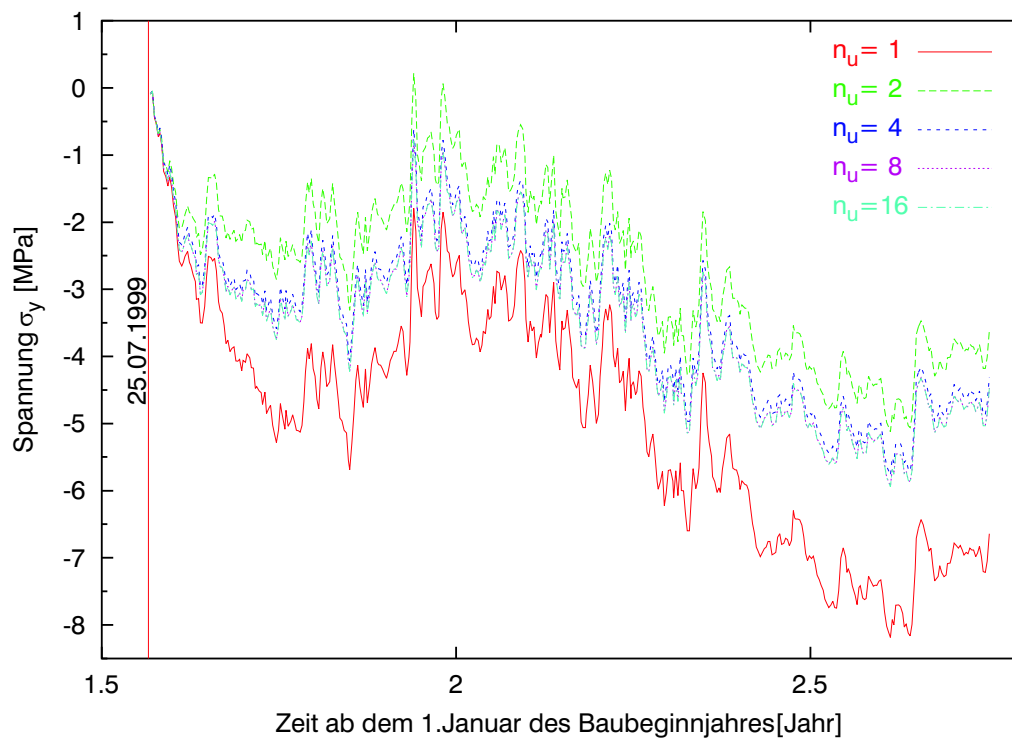


Abb. B.15: Entwicklung von σ_y (auf der Wasserseite, 259.7 müNN) bei unterschiedlichen n_u

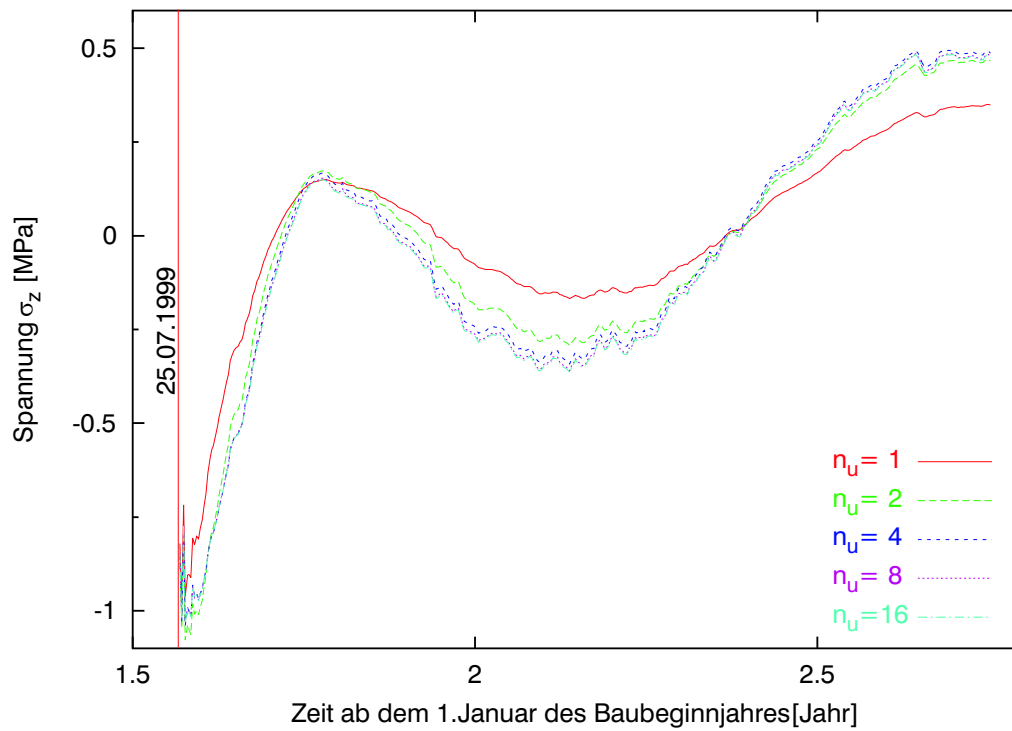


Abb. B.16: Entwicklung von σ_z (in der Mitte, 259.7 müNN) bei unterschiedlichen n_u

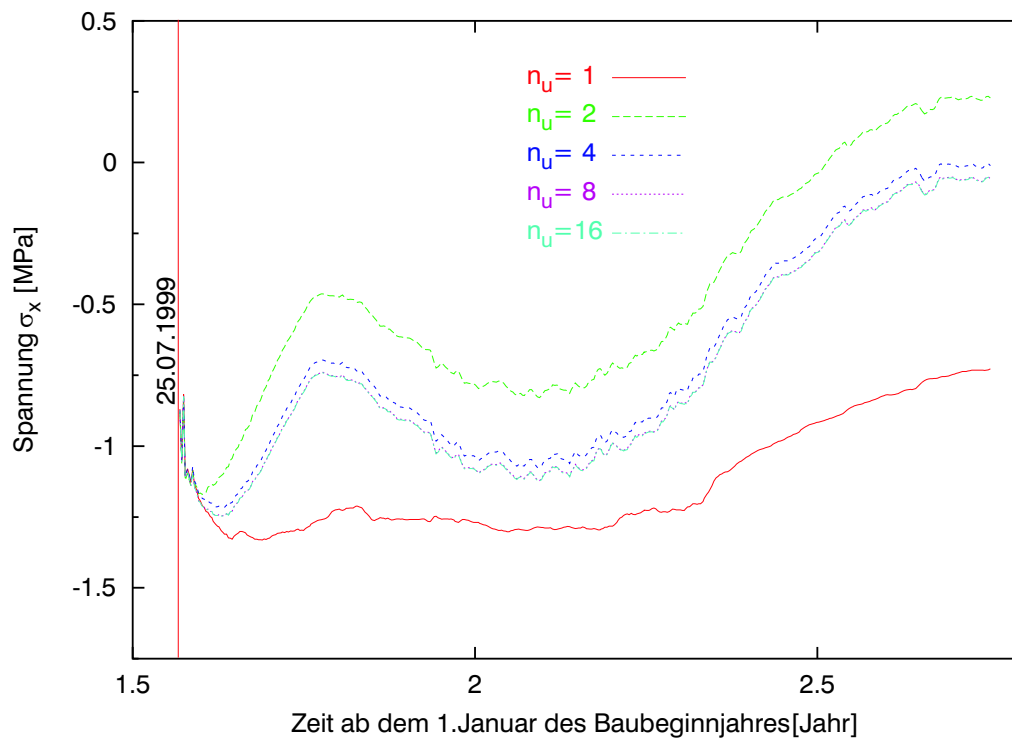


Abb. B.17: Entwicklung von σ_x (in der Mitte, 259.7 müNN) bei unterschiedlichen n_u

Anhang C

Bilder für Fall- und Parameterstudie anhand von 2D- und 3D-Modellen II

Bautechnische Annahmen laut Abb.C.1 und Abschnitt 5.7.1:

- 27 Monate (vom 5.2. Jahr 1 bis 10.5. Jahr 3) Betonierung;
- Bauausführung erfolgte nach dem in Tabelle 5.8 angegebenen Plan;
- Schichtstärke für CMC: 50 cm, Schichtstärke für RCC: 30 cm;
- 160 m Gesamthöhe, 5 m CMC (von 222.0 bis 227.0 müNN) und 155 m RCC (von 227 bis 382 müNN);
- Die Frischbetontemperatur T_{0b} wurde mit der Höchst- T_0 -Methode (siehe Seite 97) für den Beton unterhalb der Höhe 362.0 müNN und mit der Konstant- T_0 -Methode (siehe Seite 97) für den Beton oberhalb der Höhe 362 müNN kontrolliert.

Das Koordinatensystem: Die x-y-Ebene ist wie in Abb.C.1 definiert. Die z-Richtung ist senkrecht zur x-y-Ebene, nämlich in der Längsrichtung der Mauer. Siehe auch Abb.5.11 auf Seite 100.

Die betrachteten Höhen: 222.0, 231.5, 285.2/286.1, 370.4 und 382.0 müNN, siehe Abb.C.1, Abb.C.3 und Abb.C.5 sowie Abschnitt 5.7.2.

Annahmen und Bedingungen:

- Die Wetterdaten an NTUA (siehe Seite 95) vom Zeitraum 1.1.2002 bis 31.12.2002 wurden jährlich wiederholt benutzt. Damit wurde die Mauer vom 4. Januar bis 6. Januar jedes Jahres einer Kältewelle ausgesetzt. Die Spannungen in der Mauer während dieser Zeit (vom 4. Januar bis 6. Januar) wurden besonders in Betracht gezogen;
- Wenn nicht ausdrücklich angegeben wird, wurden sowohl die Sonnenstrahlungen als auch die Verdunstungen bei den Temperatur- und Spannungsberechnungen berücksichtigt und die Spannungsberechnungen anhand von 3D-Modell mit einem Querfußenabstand von $b = 15$ m durchgeführt;
- Ab dem 11.05. Jahr 3 (gleich nach dem Bauende 10.5. Jahr 3) wurde der Stausee sukzessiv innerhalb von 12 Monaten von 222.0 auf 372.0 müNN eingestaut. Daraus ergeben sich die in Tabelle C.1 angegebenen Zeitpunkte t_{BE} und t'_{BE} für die betrachteten Höhen. Ab t_{BE} wurde die entsprechende betrachtete Höhe überschwemmt, und es begann der Einstau des übrigen Stauraums (von der entsprechenden betrach-

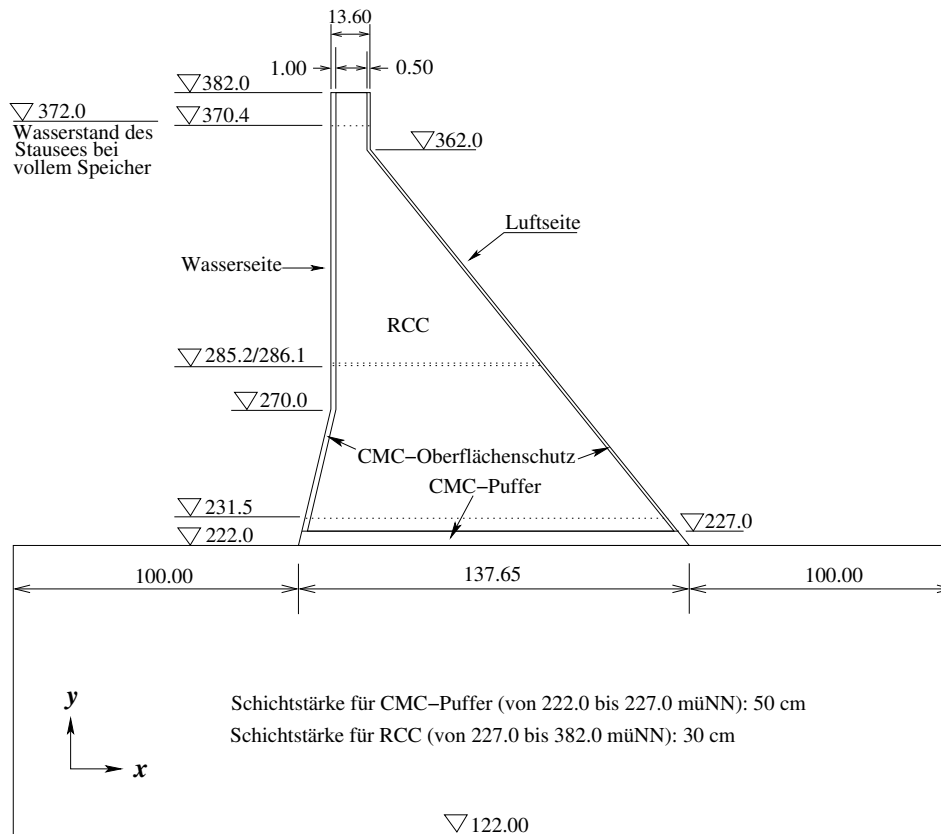


Abb. C.1: Querschnitt des Untersuchungsobjekts (mit den für die Berechnungsfälle in Abschnitt 5.7 zugrunde gelegten Abmessungen in m)

teten Höhe bis auf den vollen Speicher (372.0 müNN)). t'_{BE} in Tabelle C.1 ist die t_{BE} entsprechende Zeit und zählt ab dem 1. Januar des Baubeginnjahres, nämlich ab dem 1.1.Jahr 1, in Jahren. Nach 11.05.Jahr 4 (EE(372.0) in den Abbildungen) wurde der Speicher immer voll gehalten. Mit dem Einstau des Stausees wurden die Wirkungen des Speichers auf die Temperatur und Spannungen in der Mauer mitberücksichtigt.

Tabelle C.1: Zeitpunkte vom Beginn des Einstaus für alle betrachteten Höhen

Höhe (müNN)	t_{BE}	t'_{BE} (Jahr)
222.0	00:00 11.05.Jahr 3	2.356
231.5	07:00 04.06.Jahr 3	2.422
285.2	17:00 14.10.Jahr 3	2.788
286.1	22:00 16.10.Jahr 3	2.791
370.4	19:00 08.05.Jahr 4	3.350
372.0	16:00 11.05.Jahr 4	3.358

- siehe Abschnitt 5.7.1 für weitere Informationen.

Die in Anhang C benutzten Bezeichnungen und Abkürzungen:

$0.85f_z$: Bauwerkzugfestigkeit;
 Bauende : Ende der gesamten Betonierung, nämlich 10.5.Jahr 3, oder 2.356 Jahre ab dem 1. Januar des Baubeginnjahres (1.1. Jahr 1);

BE(xxx.x)	: Beginn des Einstaus des über der Höhe xxx.x liegenden Stauraums, mit xxx.x als eine betrachtete Höhe in müNN, xxx.x = 222.0, 231.5, 285.2, 286.1, und 370.4 müNN;
EE(372.0)	: Ende des Einstaus, bei dem der maximale Wasserstand 372.0 müNN erreicht wurde;
S.	: Sonnenstrahlung;
V.	: Verdunstung;
b	: Querfugenabstand;
f_z	: Zugfestigkeit;
k_s	: äquivalente Sandrauheit;
T_0	: Kontrolltemperatur für den Frischbeton;
v	: Jahresmittel der Windgeschwindigkeit;
α_n, α_t	: Albedo der Oberfläche bzgl. Globalstrahlung für nasse bzw. trockene Betonoberfläche;
ΔT_S :	Erhöhung der Lufttemperatur zur Berücksichtigung der Sonnenstrahlung;
σ_1	: die erste Hauptspannung;
σ_x, σ_y und σ_z	: Spannungen in x-, y- und z-Richtung;
τ_k	: Betonalter bzgl. Sprühwasserkühlung, bis zu dem (bis zu τ_k) der Beton mit Sprühwasser gekühlt wird;

Eine kurze Liste der in Anhang C aufgenommenen Abbildungen:

Abb.C.2 bis. Abb.C.5	Temperatur oder Spannungen in der Mauer;
Abb.C.6 bis Abb. C.37	Entwicklungen oder Verteilungen von Temperatur oder Spannungen auf den betrachteten Höhen bei unterschiedlichen Kontrolltemperaturen für den Frischbeton T_0 , siehe Anhang C1 und Text in Abschnitt 5.7.3 auf Seite 113;
Abb.C.38 bis Abb.C.97	Entwicklungen oder Verteilungen von Temperatur oder Spannungen auf den betrachteten Höhen bei unterschiedlichen Bedingungen zur Berücksichtigung der Sonnenstrahlung und Verdunstung, siehe Anhang C2 und Text in Abschnitt 5.7.4 auf Seite 122;
Abb.C.98 bis Abb.C.115	Entwicklungen von Temperatur oder Spannungen auf den betrachteten Höhen bei unterschiedlichen Annahmen zur Berücksichtigung der Windgeschwindigkeit, siehe Anhang C3 und Text in Abschnitt 5.7.5 auf Seite 128;
Abb.C.116 bis Abb.C.135	Entwicklungen von Spannungen auf den betrachteten Höhen bei unterschiedlichen Querfugenabständen, siehe Anhang C4 und Text in Abschnitt 5.7.6 auf Seite 130;

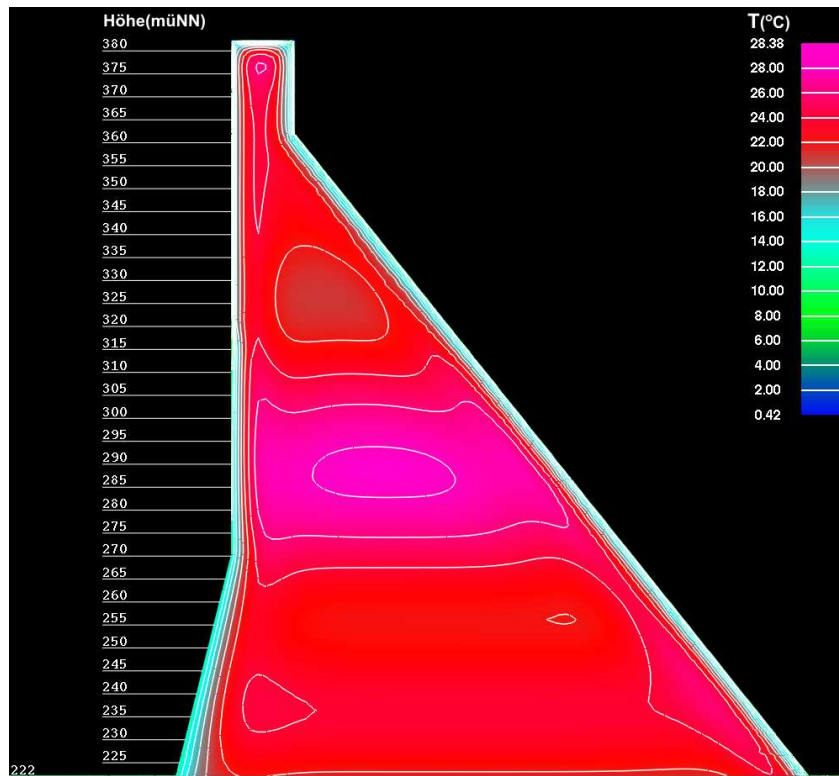


Abb. C.2: Temperatur in der Mauer um 7:00 am 5. Januar Jahr 4 (Im ersten Winter nach dem Bauende) bei $T_0 = 5^{\circ}$

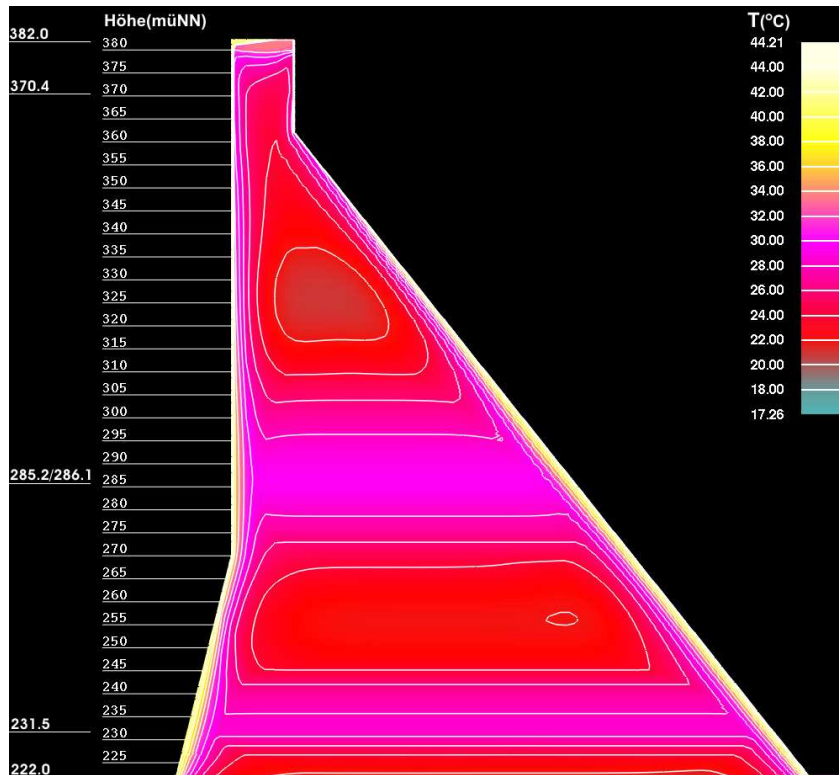


Abb. C.3: Die maximal erreichte Temperatur in der Mauer bis 7:00 am 5. Januar Jahr 4 (Im ersten Winter nach dem Bauende) bei $T_0 = 5^{\circ}$

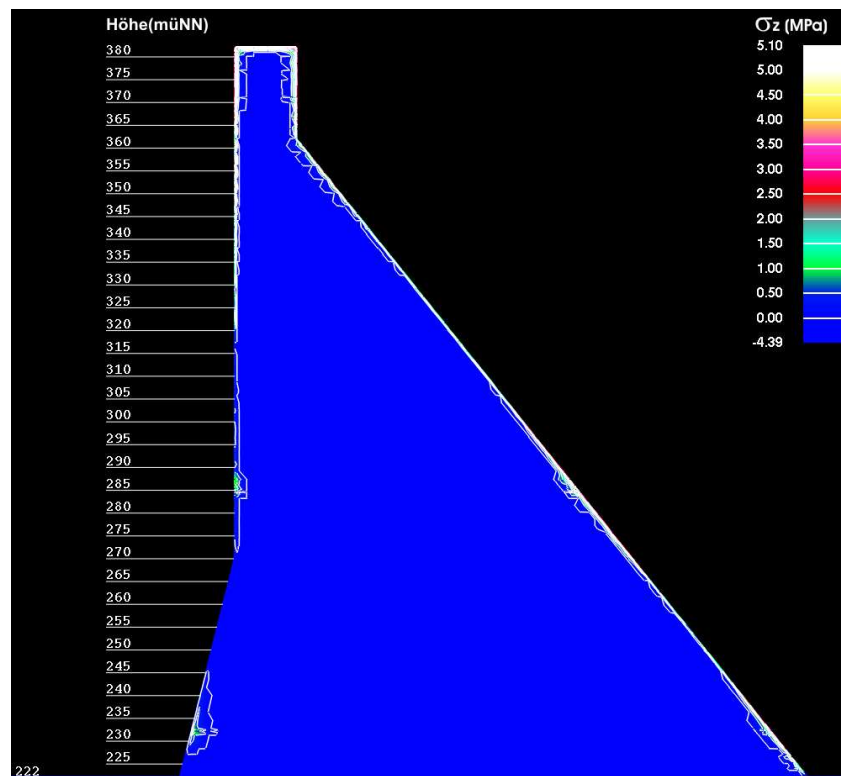


Abb. C.4: Die Spannungen σ_z in der Mauer um 7:00 am 5. Januar Jahr 4 (Im ersten Winter nach dem Bauende) bei $T_0 = 5^\circ$ und 2D-Modell

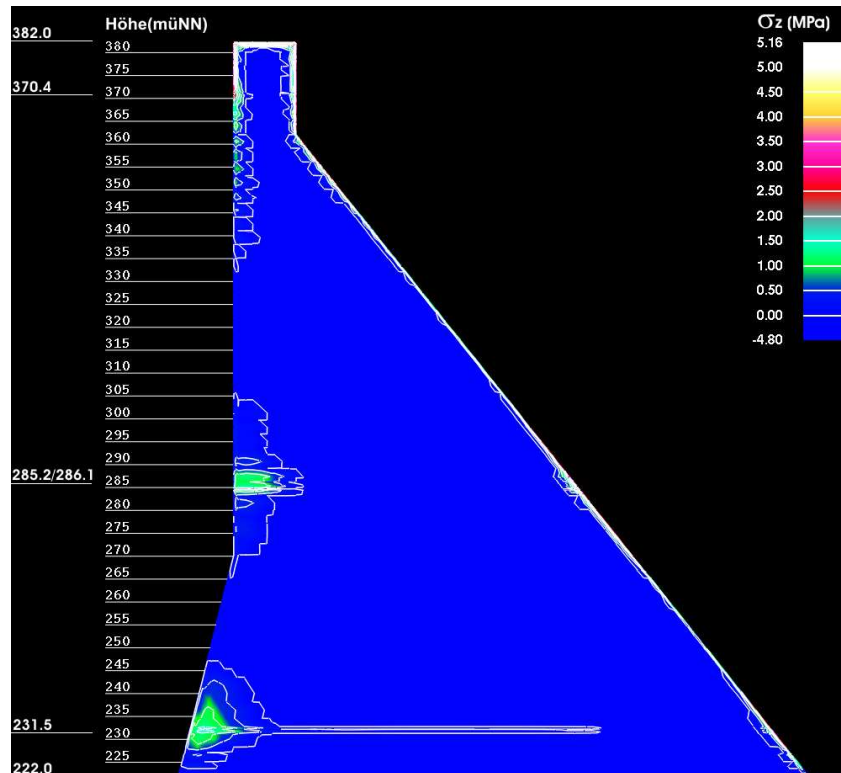


Abb. C.5: Die Spannungen σ_z in der Mauer um 7:00 am 5. Januar Jahr 6 (Im dritten Winter nach dem Bauende) bei $T_0 = 5^\circ$ und 2D-Modell

C.1 Frischbetontemperatur

In Anhang C.1 sind die Entwicklungen oder Verteilungen von Temperatur oder Spannungen auf den betrachteten Höhen bei 10 in Abschnitt 5.7.3 dokumentierten Berechnungsfällen, nämlich bei unterschiedlichen Kontrolltemperaturen T_0 dargestellt. Die Kontrolltemperaturen T_0 für die Betonschichten auf den verschiedenen Höhen sind in Tabelle C.2 angegeben.

Tabelle C.2: Kontrolltemperatur T_0 (°C) für die Betonschichten auf den verschiedenen Höhen bei den in Abschnitt 5.7.3 durchgeführten Berechnungsfällen

Fall-Nr.	Höhen (müNN)			
	222.0-227.0	227.0-270.0	270.0-362.0	362.0-382.0
1	5	5	5	5
2	10	10	15	15
3	5	15	15	15
4	5	5	15	15
5	5	5	35	20
6	5	5	25	25
7	5	5	5	5
8	5	5	10	20
9	10	10	10	10
10	15	15	15	15

Neben den auf Seite 167 angegebenen Annahmen und Bedingungen wurden den Abbildungen in Anhang C.1 noch folgende Annahmen zugrunde gelegt:

- Die Albedo $\alpha_n = 0.1$ bzw. $\alpha_t = 0.4$ für alle nassen bzw. trockenen Oberflächen;
- Die Oberflächenrauheitshöhe $z_0 = 2.5$ mm für alle Oberflächen;
- Bei allen, außer Fall 1, Berechnungsfällen wurden die Oberflächen unterhalb der Höhe 362.0 müNN bis zu einem Betonalter $\tau_k=180$ Tage und oberhalb der Höhe 362.0 müNN bis zu $\tau_k=90$ Tage mit Wasser besprüht. Bei Fall 1 wurden $\tau_k=180$ Tage für Oberflächen unterhalb der Höhe 380.0 müNN und $\tau_k=90$ Tage für Oberflächen oberhalb der Höhe 380.0 müNN angenommen.

Die Abbildungen in Anhang C.1 sind den Berechnungsfällen und dem Text in Abschnitt 5.7.3 wie folgt zugeordnet:

Abb.C.6 bis Abb.C.11 Entwicklungen oder Verteilungen von Temperatur oder Spannungen auf der Höhe 222.0 müNN bei unterschiedlichen T_0 (bei Fällen 1, 2, 3, 4: $T_0 = 5$ °C bis 382 m; $T_0 = 10$ °C bis 270 m, $T_0 = 15$ °C bei >270 m; $T_0 = 5$ °C bis 227 m, $T_0 = 15$ °C >227 m; $T_0 = 5$ °C bis 270 m, $T_0 = 15$ °C bei >270 m) und 3D-Modell mit einem Querfugenabstand von $b = 15$ m, siehe Text unter dem Titel **“Im Bereich nahe dem Mauerfuss (Baugrund)”** auf Seite 113;

- Abb.C.12 bis Abb.C.25 Entwicklungen oder Verteilungen von Temperatur oder Spannungen auf den Höhen 370.4 und 382.0 müNN bei unterschiedlichen T_0 (bei Fällen 1, 4, 5, 6: $T_0 = 5, 15, 20, 25$ °C für Betonschichten zwischen 362.0 und 382.0 müNN) und 3D-Modell mit einem Querfugenabstand von $b = 15$ m, siehe Text unter dem Titel **“Im Bereich nahe der Mauerkrone”** auf Seite 114;
- Abb.C.28 bis Abb.C.31 Temperatur- oder Spannungsentwicklungen auf den Höhen 285.2/286.1 müNN bei unterschiedlichen T_0 (bei Fällen 7, 8, 4, 6, 5: $T_0 = 5, 10, 15, 20, 25, 35$ °C für Betonschichten zwischen 270 und 362 müNN) und 3D-Modell mit einem Querfugenabstand von $b = 15$ m, siehe Text unter dem Titel **“Im von dem Mauerfuss und der Mauerkrone entfernten Bereich”** auf Seite 118;
- Abb.C.32 bis Abb.C.37 Temperatur- oder Spannungsentwicklungen auf den betrachteten Höhen bei unterschiedlichen T_0 (bei Fällen 7, 9, 10: $T_0 = 5, 10, 15$ °C für alle Betonschichten) und 2D-Modell, siehe Text unter dem Titel **“Wirkungen der Frischbetontemperatur bei 2D-Spannungsberechnungen”** auf Seite 121.

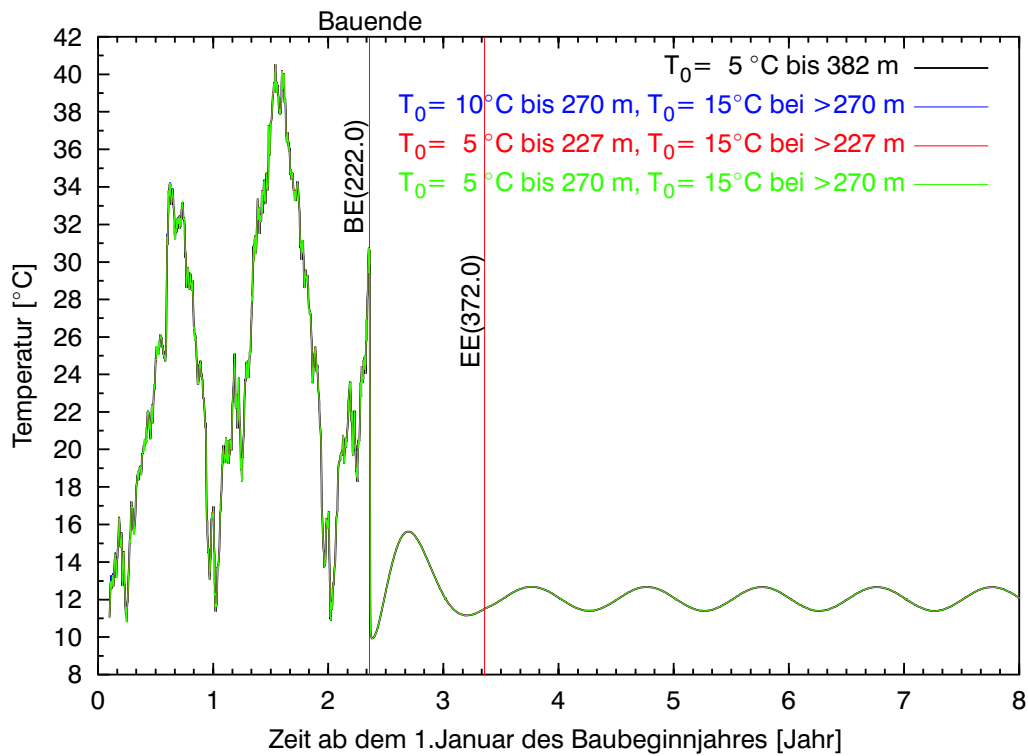


Abb. C.6: Temperaturentwicklung (auf der Wasserseite, 222 müNN) bei unterschiedlichen T_0

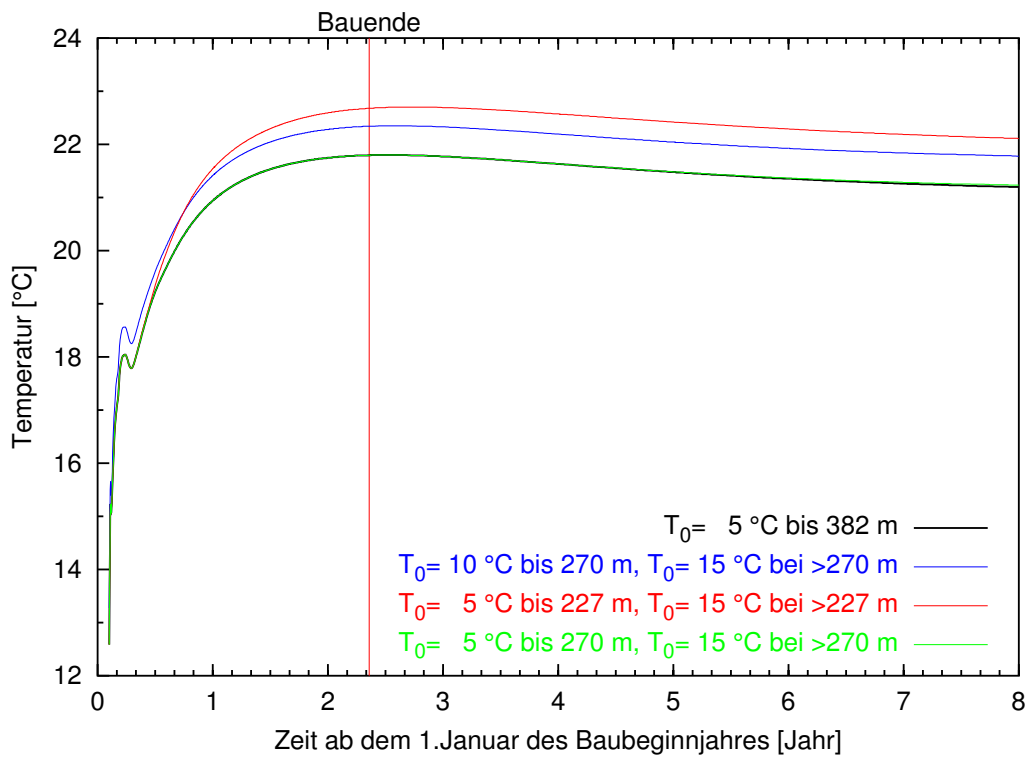


Abb. C.7: Temperaturentwicklung (in der Mitte, 222 müNN) bei unterschiedlichen T_0

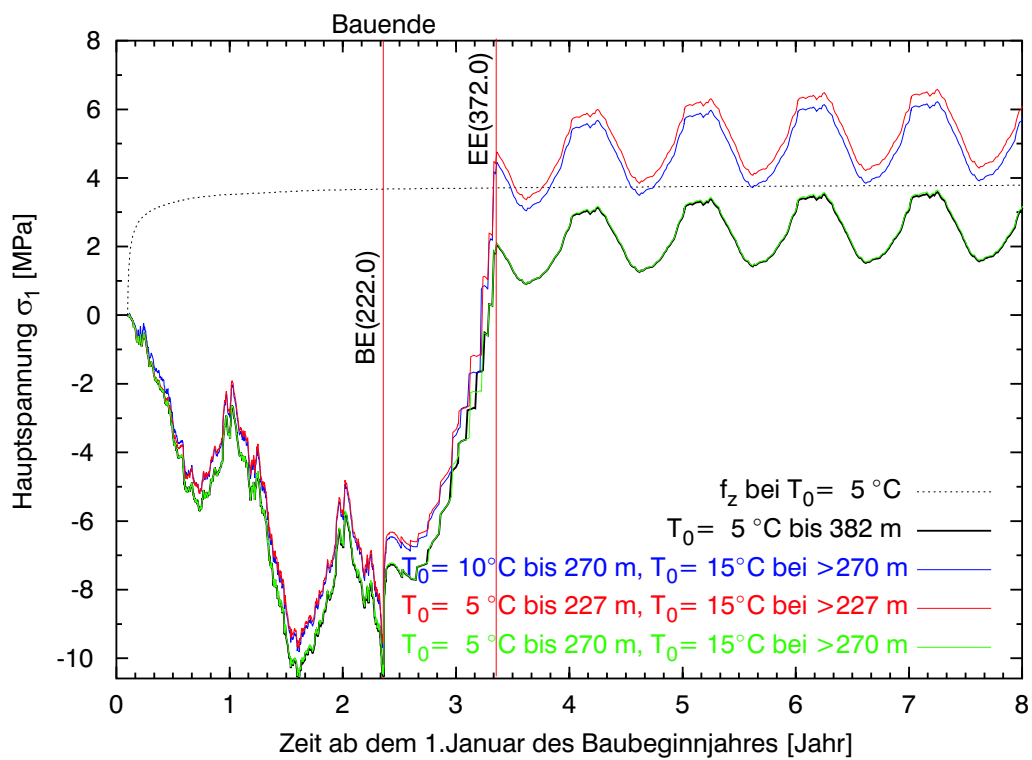


Abb. C.8: Entwicklung von σ_1 (auf der Wasserseite, 222 müNN) bei unterschiedlichen T_0 und 3D-Modell mit $b=15$ m

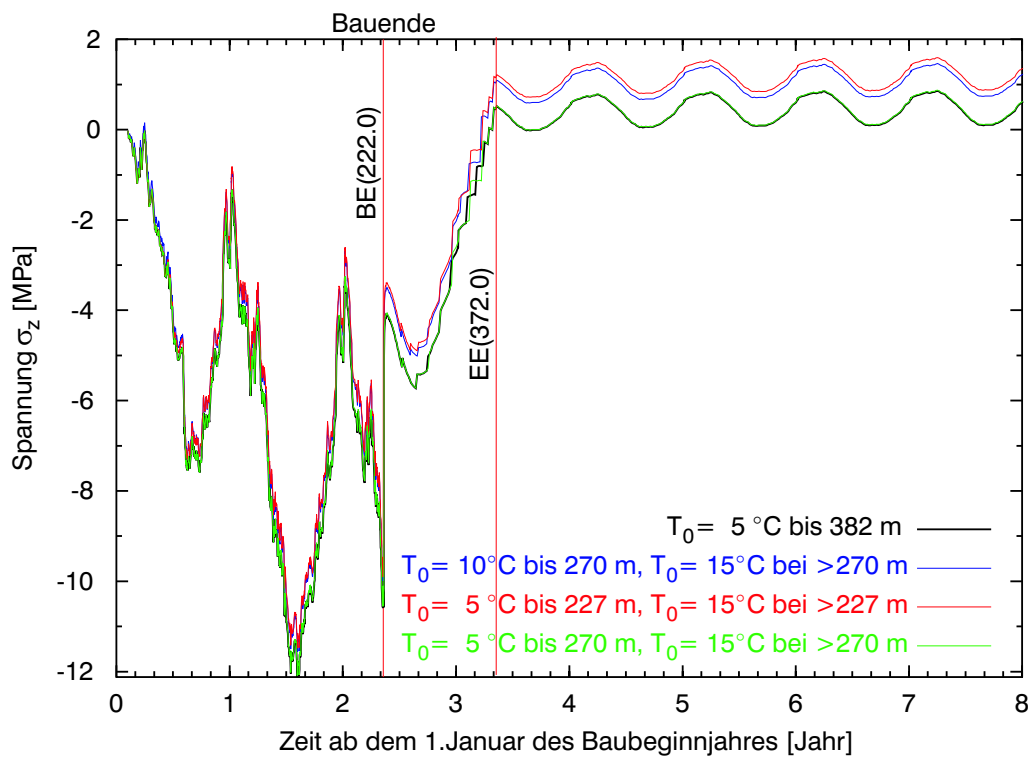


Abb. C.9: Entwicklung von σ_z (auf der Wasserseite, 222 müNN) bei unterschiedlichen T_0 und 3D-Modell mit $b=15$ m

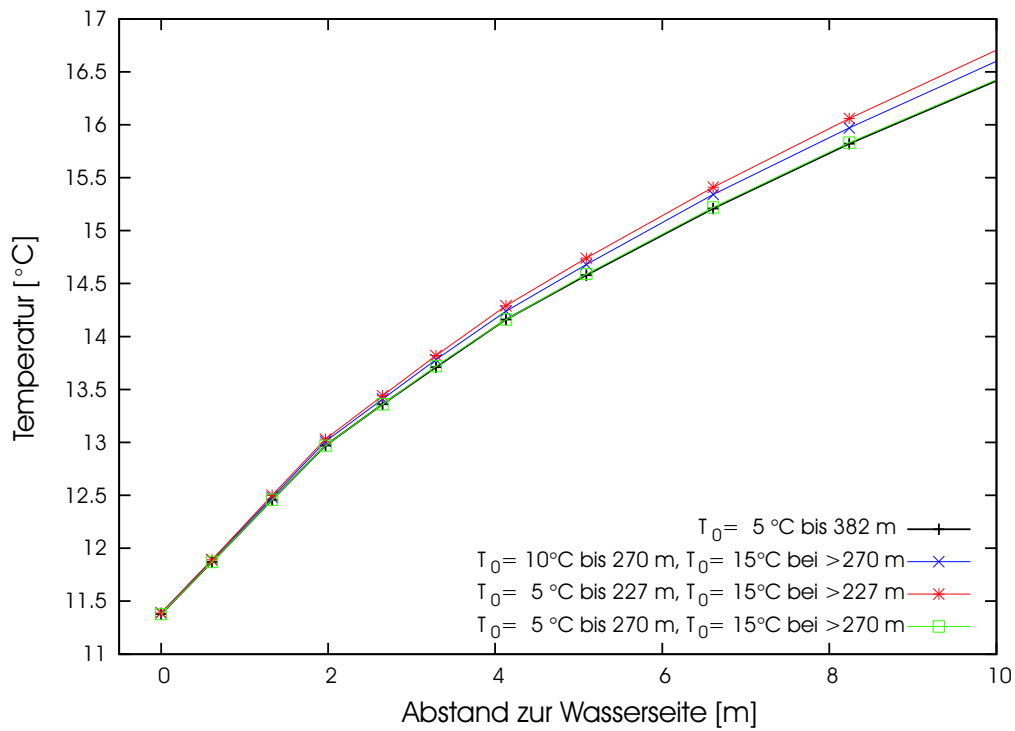


Abb. C.10: Temperaturverteilung im Beton nahe dem wasserseitigen Mauerfuss (222 müNN) am 1. April Jahr 7 bei unterschiedlichen T_0

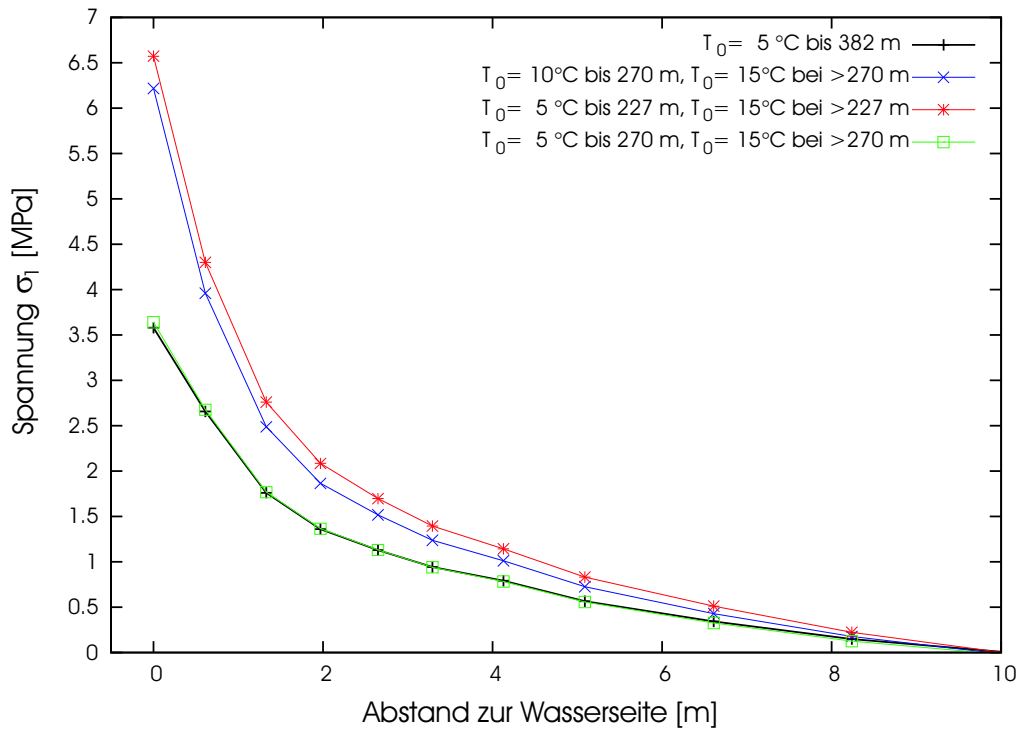


Abb. C.11: Verteilung von σ_1 im Beton nahe dem wasserseitigen Mauerfuss am 1. April Jahr 7 bei unterschiedlichen T_0 und 3D-Modell mit $b = 15\text{ m}$

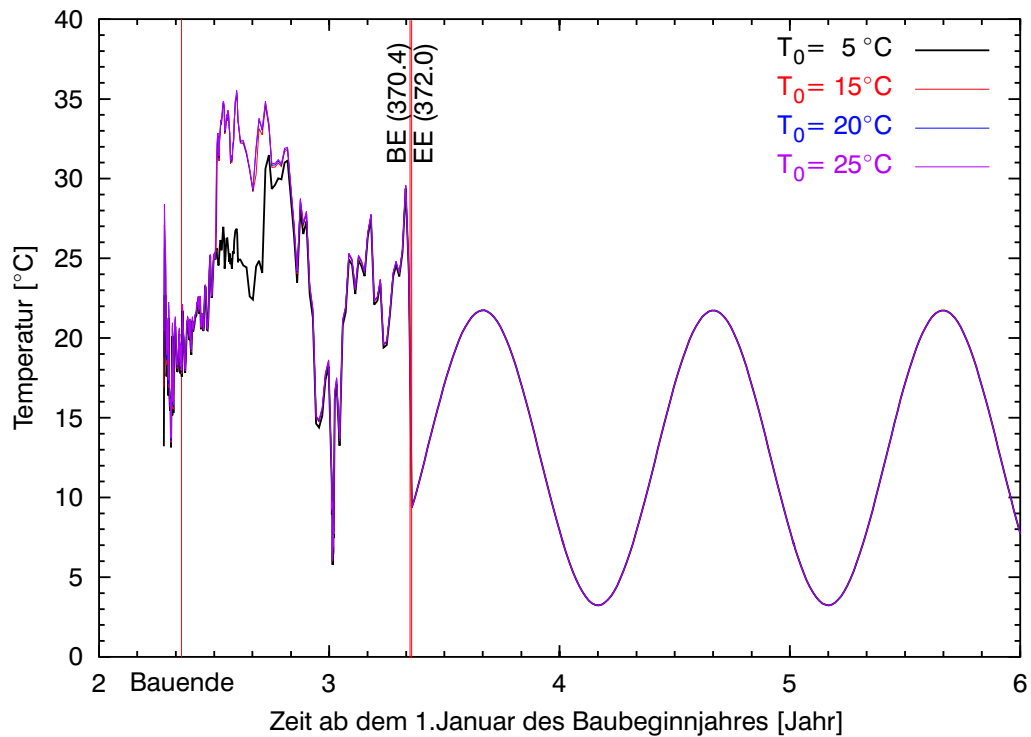


Abb. C.12: Temperaturentwicklung (auf der Wasserseite, 370.4 müNN) bei unterschiedlichen T_0

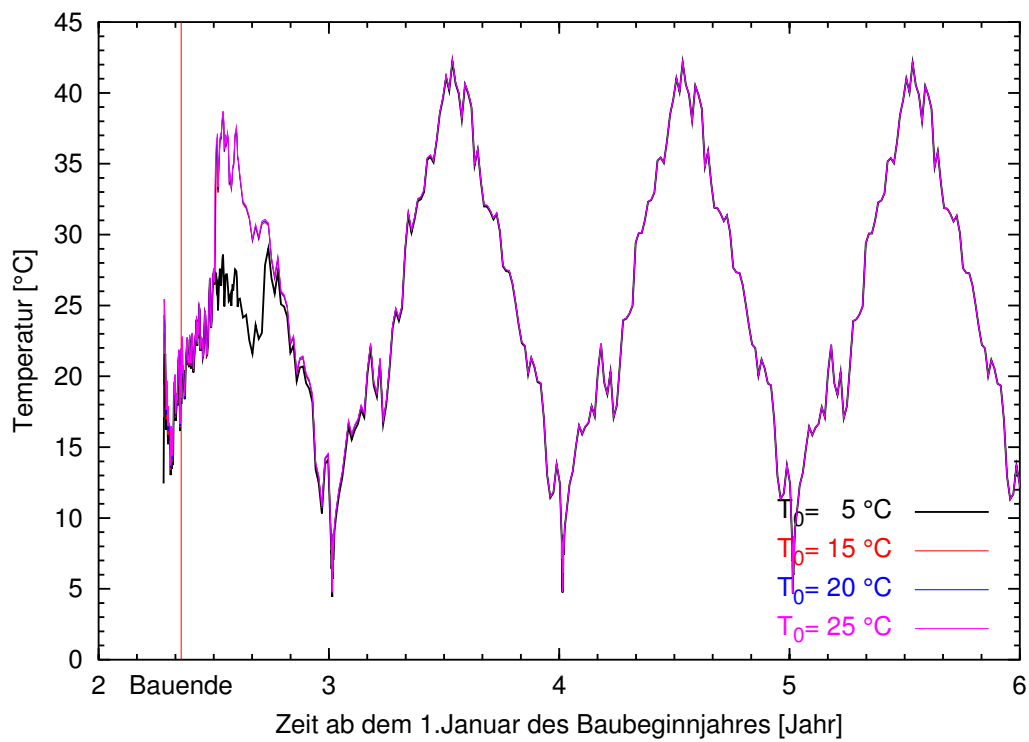


Abb. C.13: Temperaturentwicklung (auf der Luftseite, 370.4 müNN) bei unterschiedlichen T_0

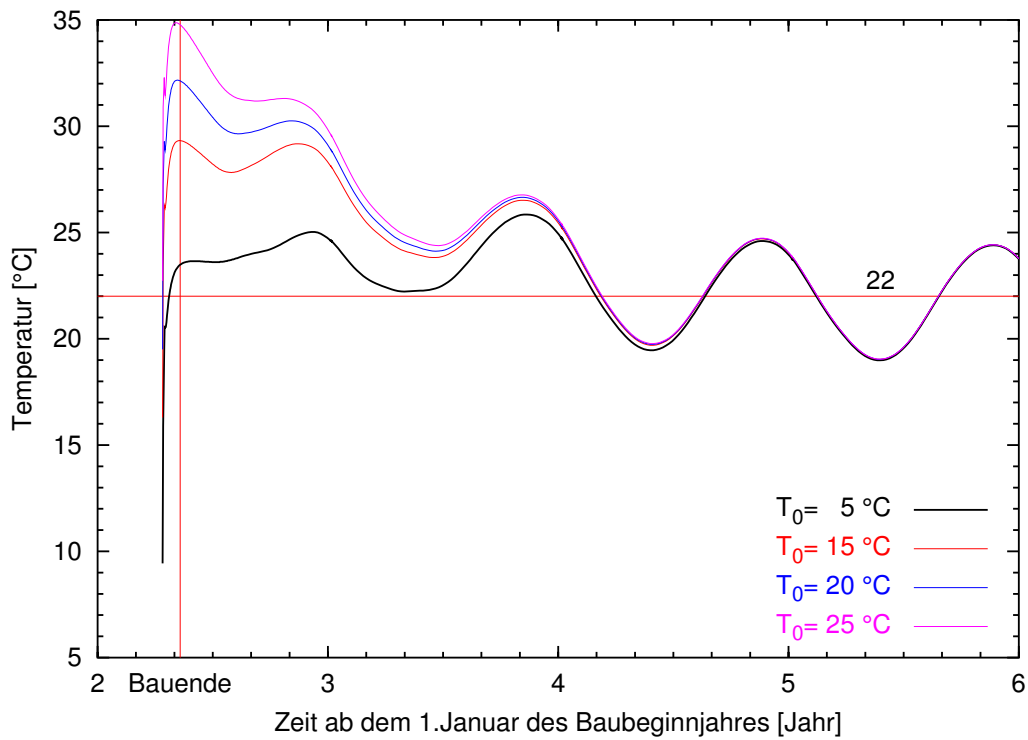


Abb. C.14: Temperaturentwicklung (in der Mitte, 370.4 müNN) bei unterschiedlichen T_0

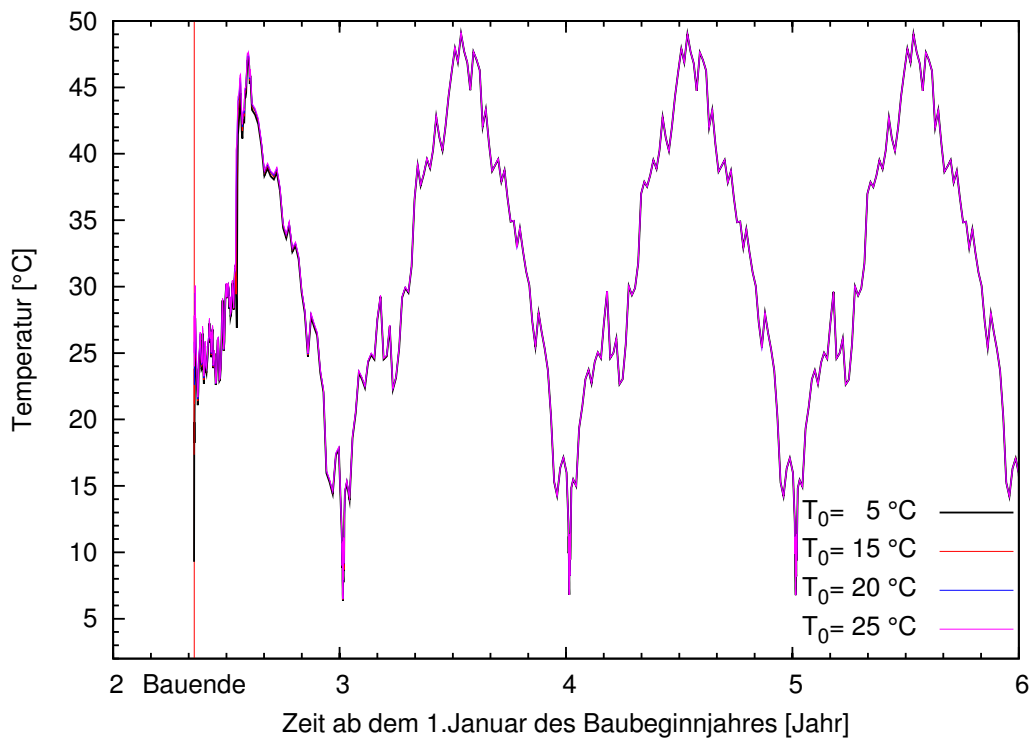


Abb. C.15: Temperaturentwicklung in der Mitte der Mauerkrone (382.0 müNN) bei unterschiedlichen T_0

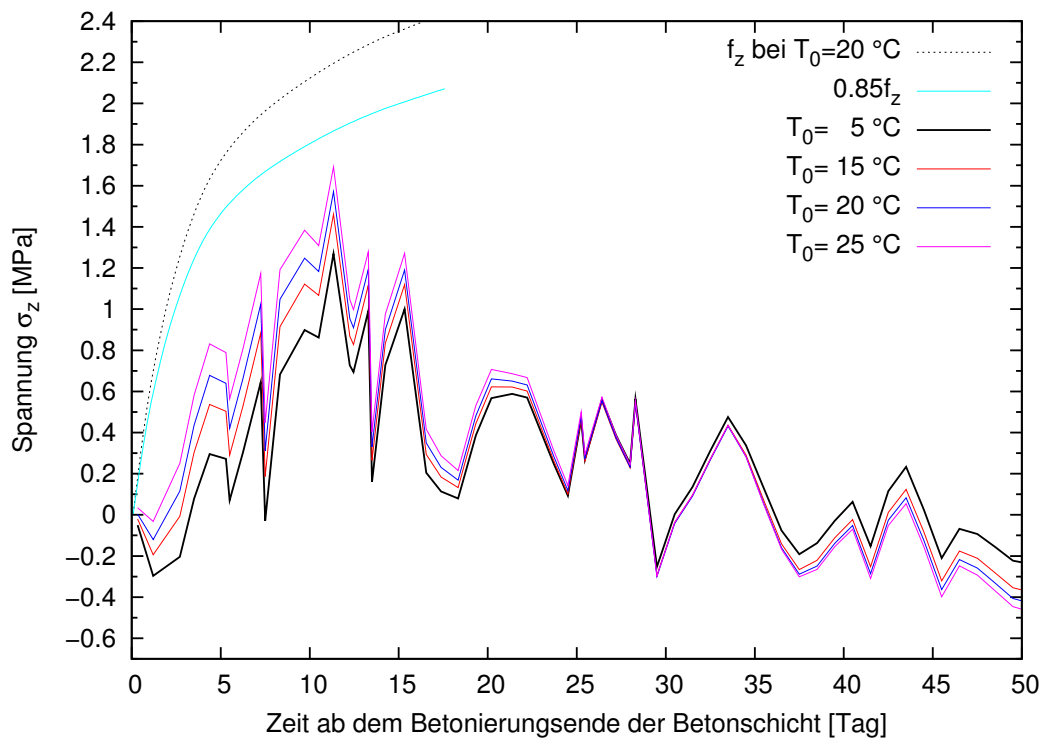


Abb. C.16: Entwicklung von σ_z im frühen Betonalter (auf der Wasserseite, 370.4 müNN) bei unterschiedlichen T_0 und 3D-Modell mit $b = 15$ m

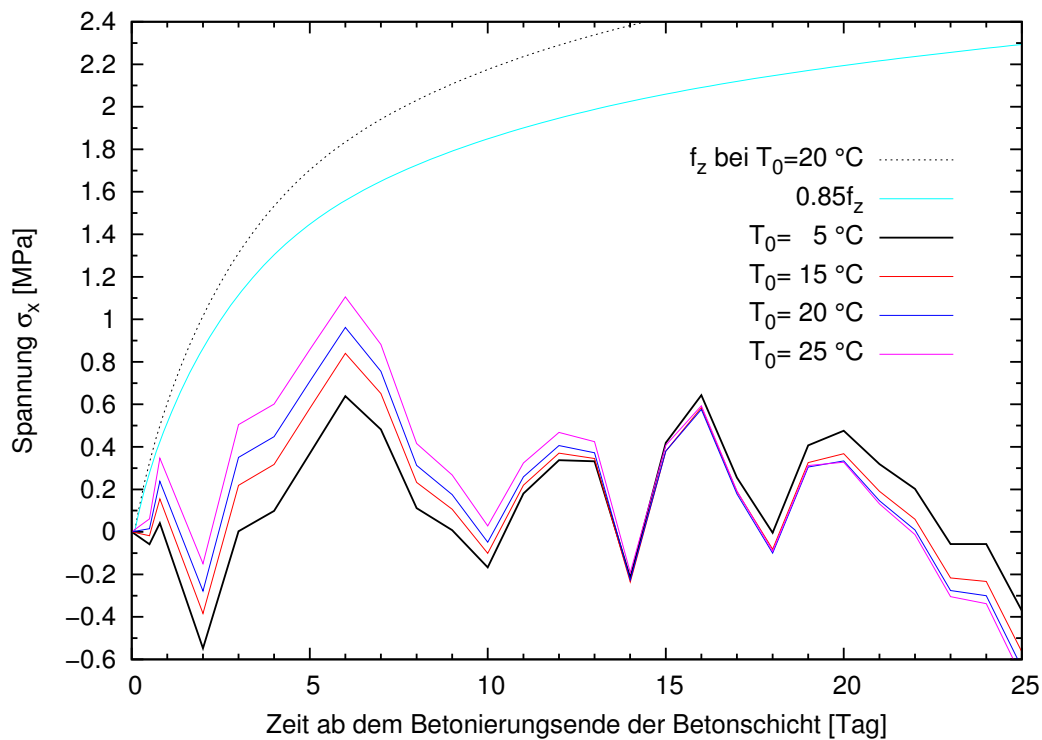


Abb. C.17: Entwicklung von σ_x in der Mitte der Mauerkrone im frühen Betonalter (382.0 müNN) bei unterschiedlichen T_0 und 3D-Modell mit $b = 15$ m

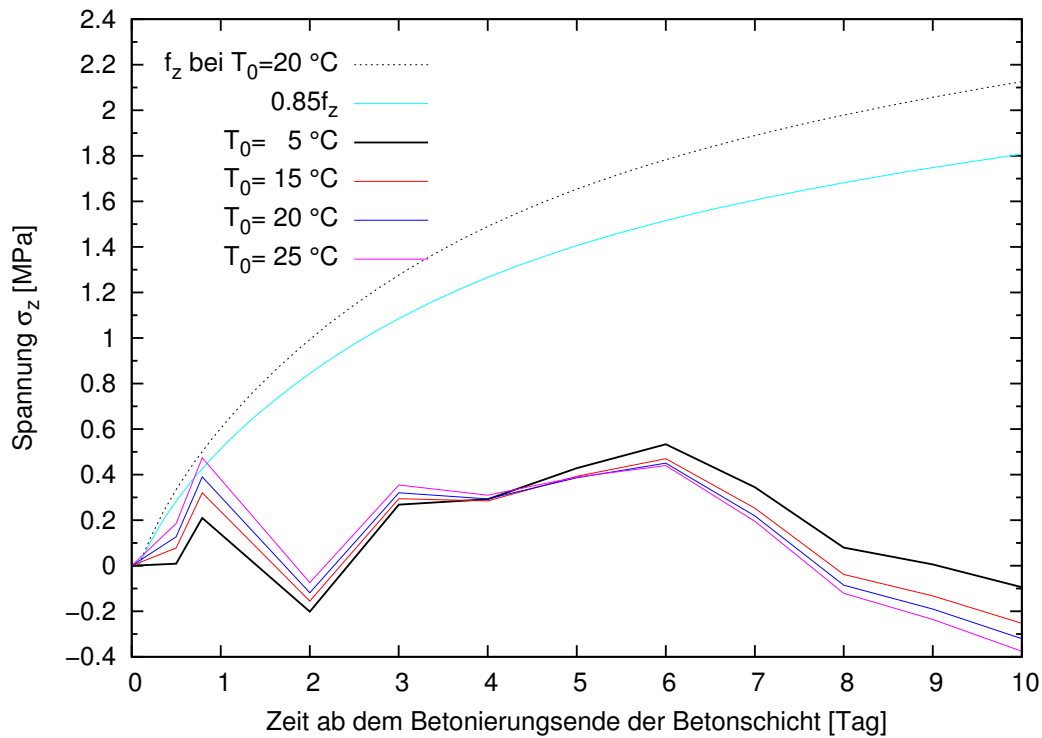


Abb. C.18: Entwicklung von σ_z am wasserseitigen Rand der Mauerkrone im frühen Betonalter (382.0 müNN) bei unterschiedlichen T_0 und 3D-Modell mit $b = 15\text{ m}$

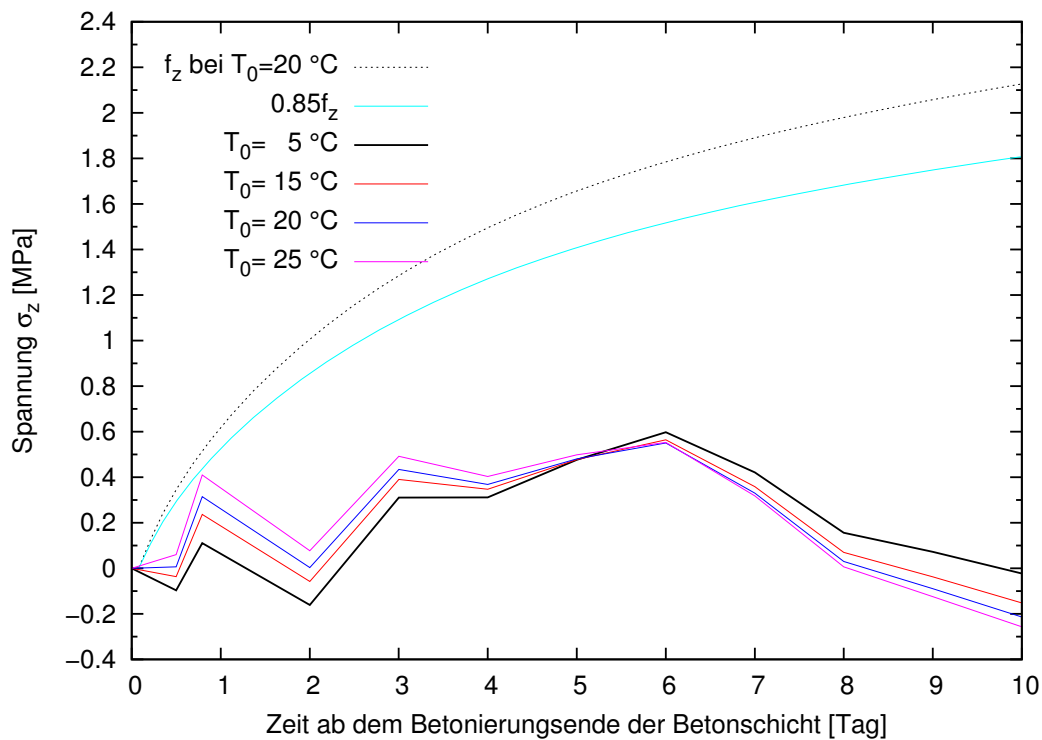


Abb. C.19: Entwicklung von σ_z am luftseitigen Rand der Mauerkrone im frühen Betonalter (382.0 müNN) bei unterschiedlichen T_0 und 3D-Modell mit $b = 15\text{ m}$

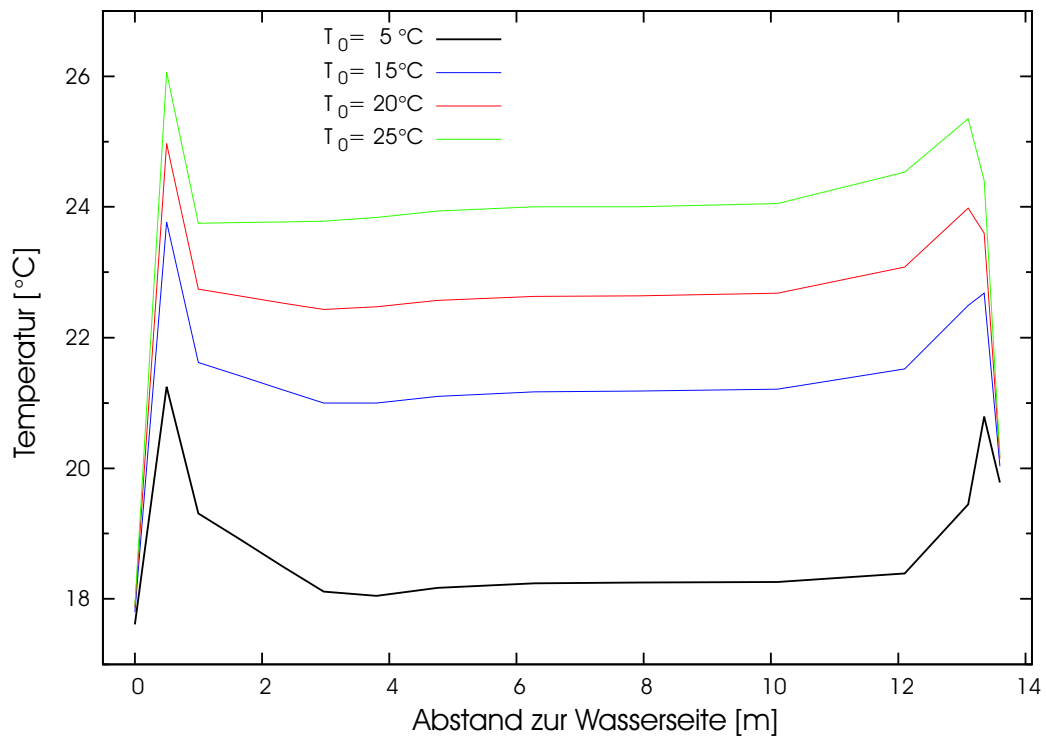


Abb. C.20: Temperaturverteilung auf der Mauerkrone (382.0 müNN, 19 Stunden nach der Betonierung) bei unterschiedlichen T_0

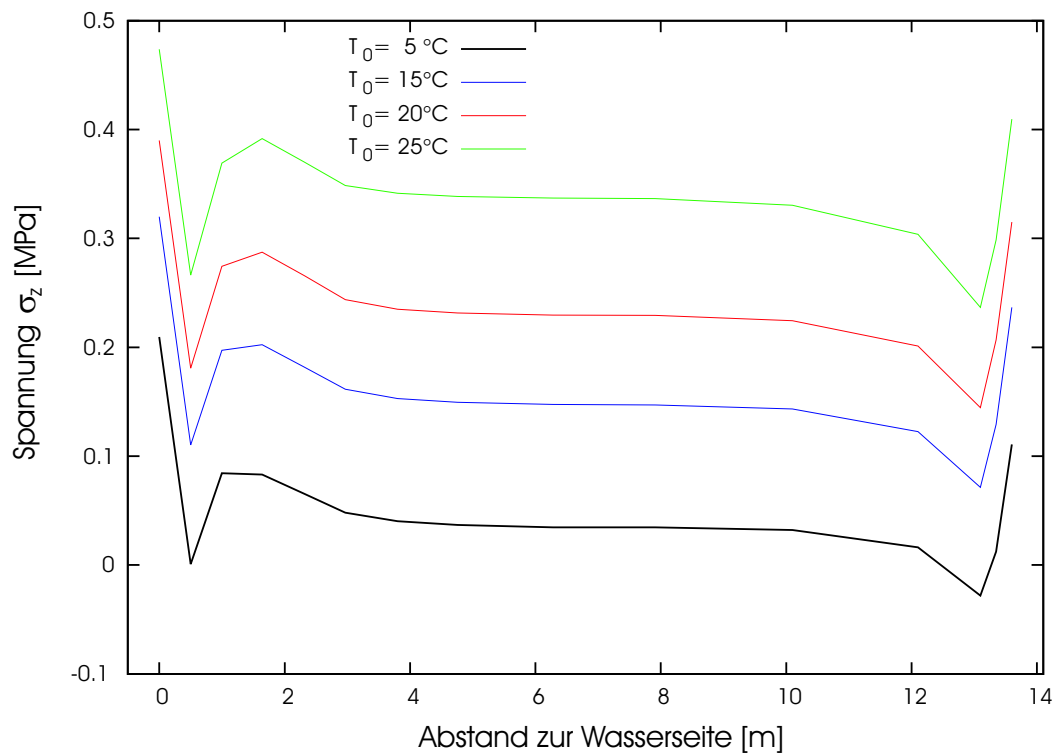


Abb. C.21: Verteilung von σ_z auf der Mauerkrone (382.0 müNN, 19 Stunden nach der Betonierung) bei unterschiedlichen T_0 und 3D-Modell mit $b = 15$ m

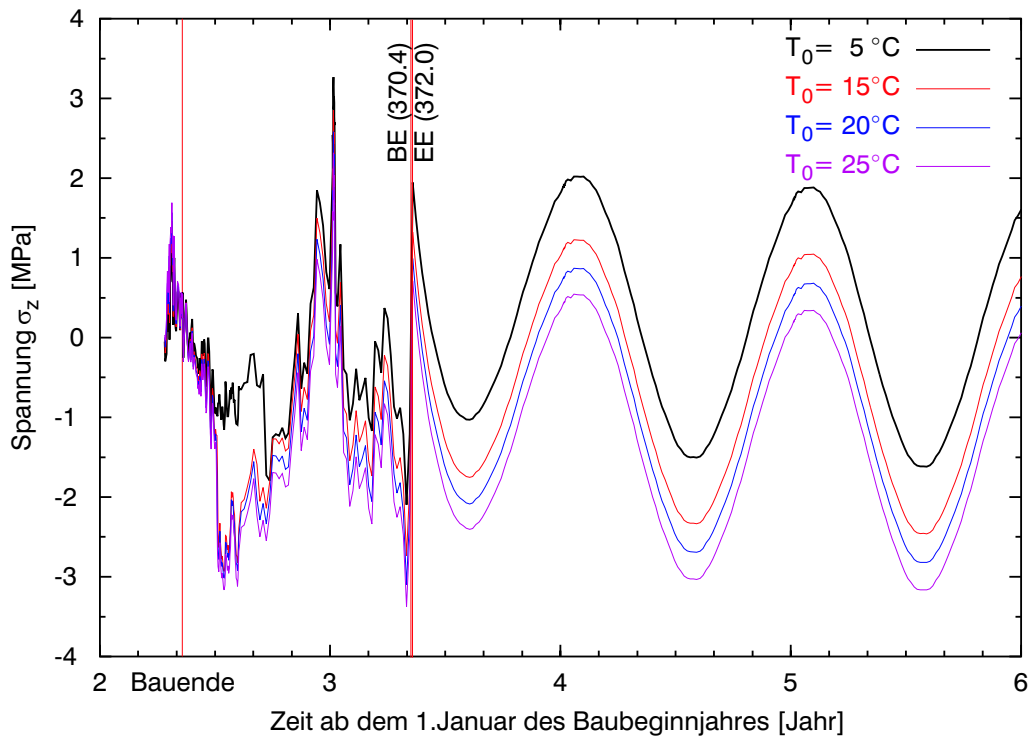


Abb. C.22: Entwicklung von σ_z (auf der Wasserseite, 370.4 müNN) bei unterschiedlichen T_0 und 3D-Modell mit $b = 15$ m

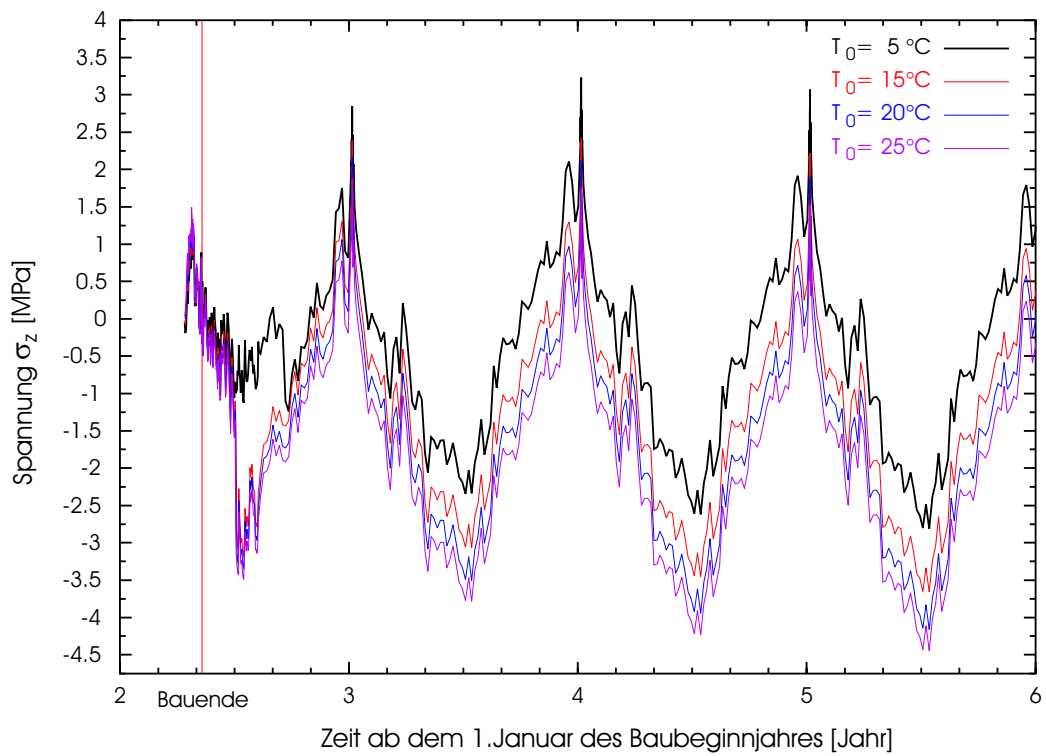


Abb. C.23: Entwicklung von σ_z (auf der Luftseite, 370.4 müNN) bei unterschiedlichen T_0 und 3D-Modell mit $b = 15$ m

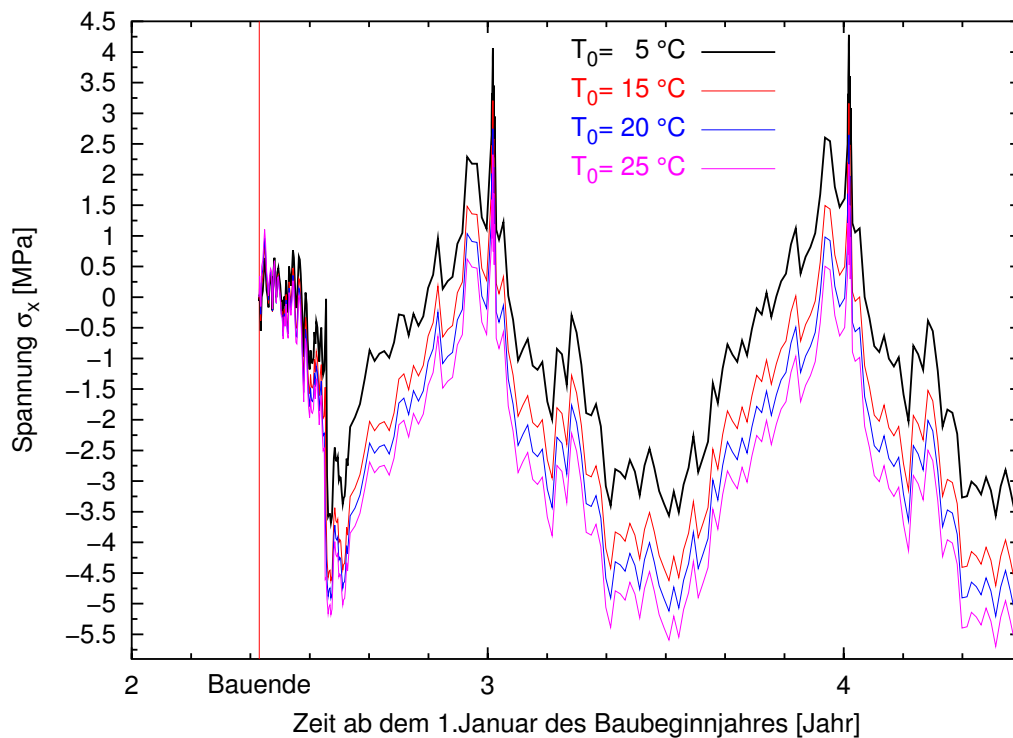


Abb. C.24: Entwicklung von σ_x in der Mitte der Mauerkrone (382.0 müNN) bei unterschiedlichen T_0 und 3D-Modell mit $b = 15$ m

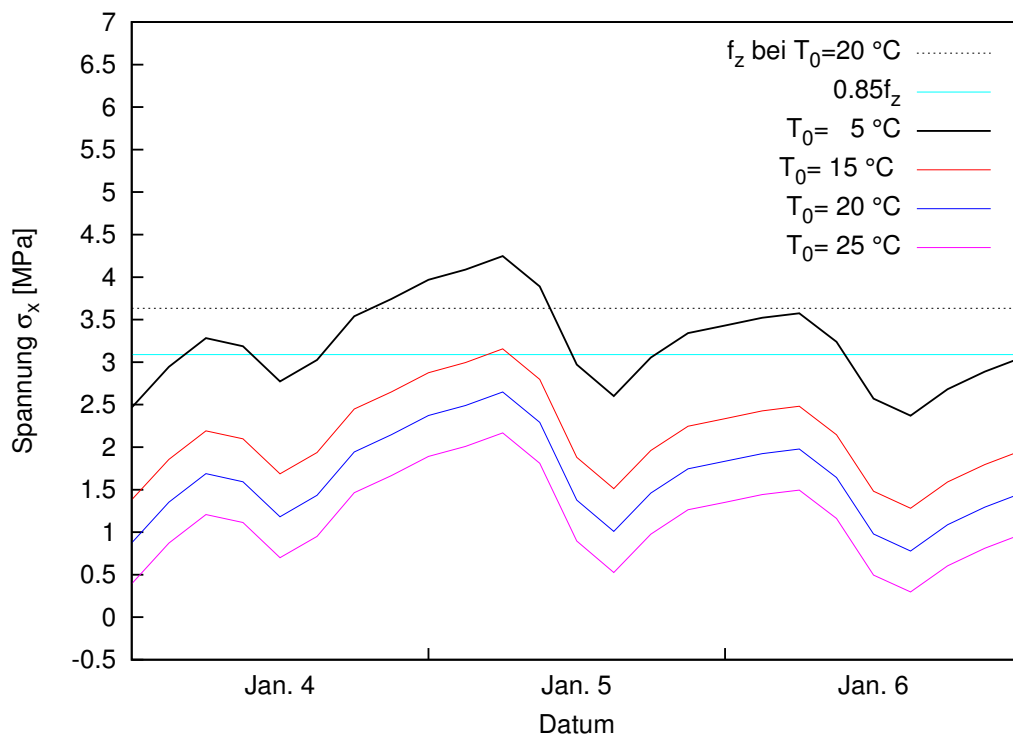


Abb. C.25: Entwicklung von σ_x in der Mitte der Mauerkrone (382.0 müNN) Anfang Januar Jahr 4 bei unterschiedlichen T_0 und 3D-Modell mit $b = 15$ m

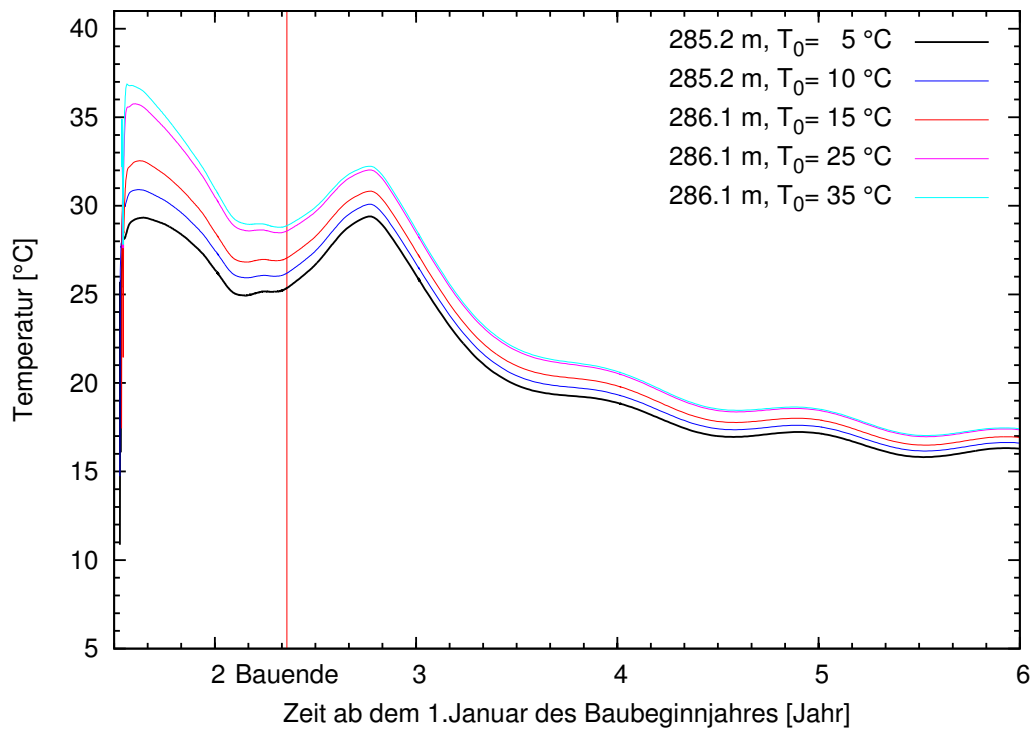


Abb. C.26: Temperaturentwicklung (5 m zur Wasserseite, 285.2 und 286.1 müNN) bei unterschiedlichen T_0

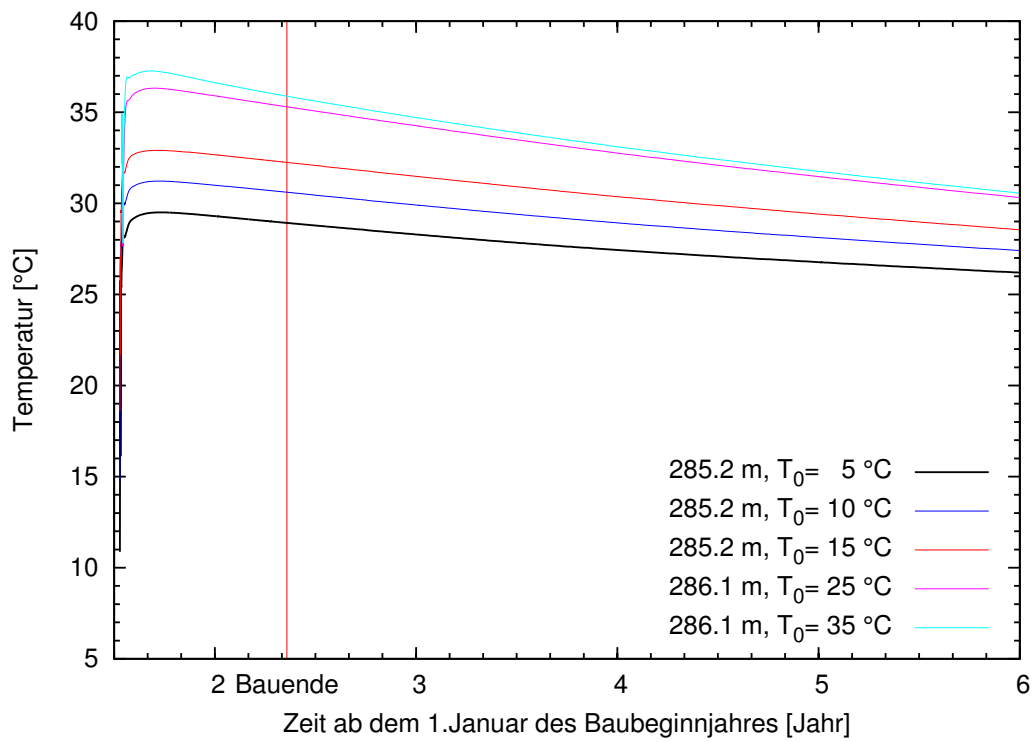


Abb. C.27: Temperaturentwicklung (in der Mitte, 285.2 und 286.1 müNN) bei unterschiedlichen T_0

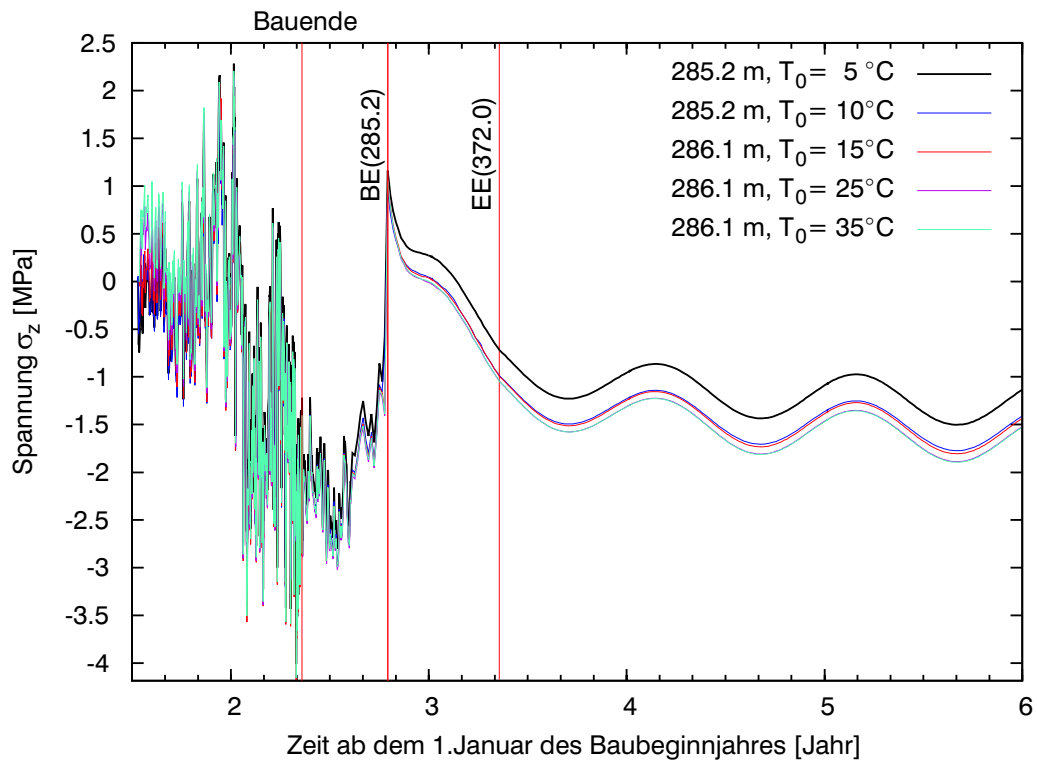


Abb. C.28: Entwicklung von σ_z (auf der Wasserseite, 285.2/286.1 müNN) bei unterschiedlichen T_0 und 3D-Modell mit $b = 15$ m

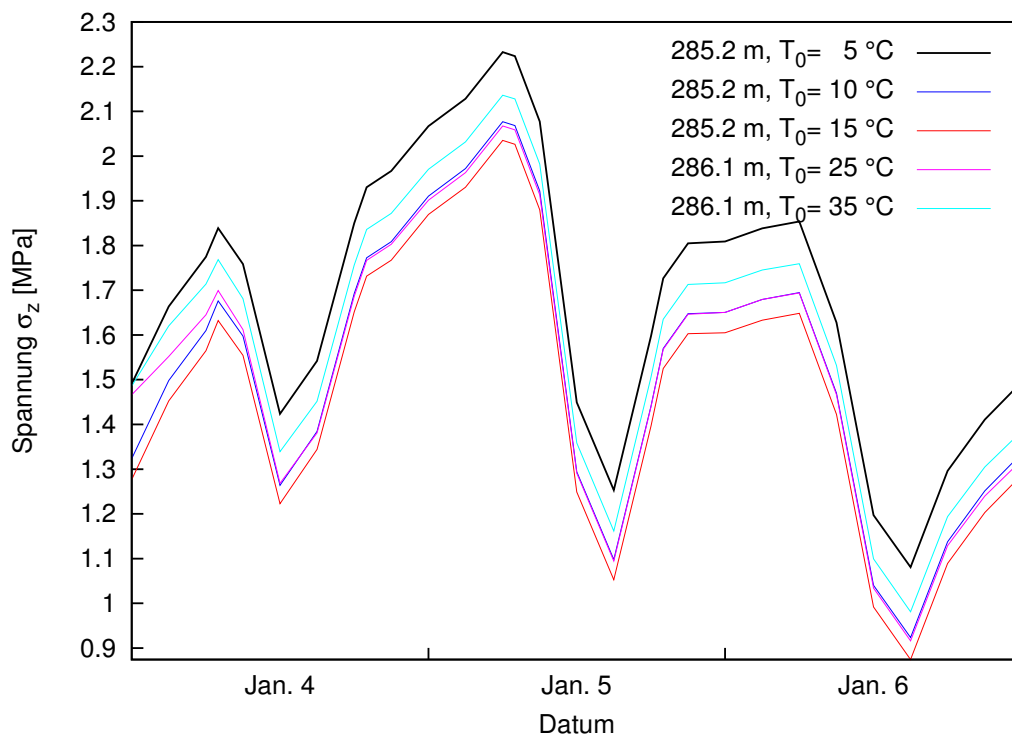


Abb. C.29: Entwicklung von σ_z Anfang Januar Jahr 3 (auf der Wasserseite, 285.2/286.1 müNN) bei unterschiedlichen T_0 und 3D-Modell mit $b = 15$ m

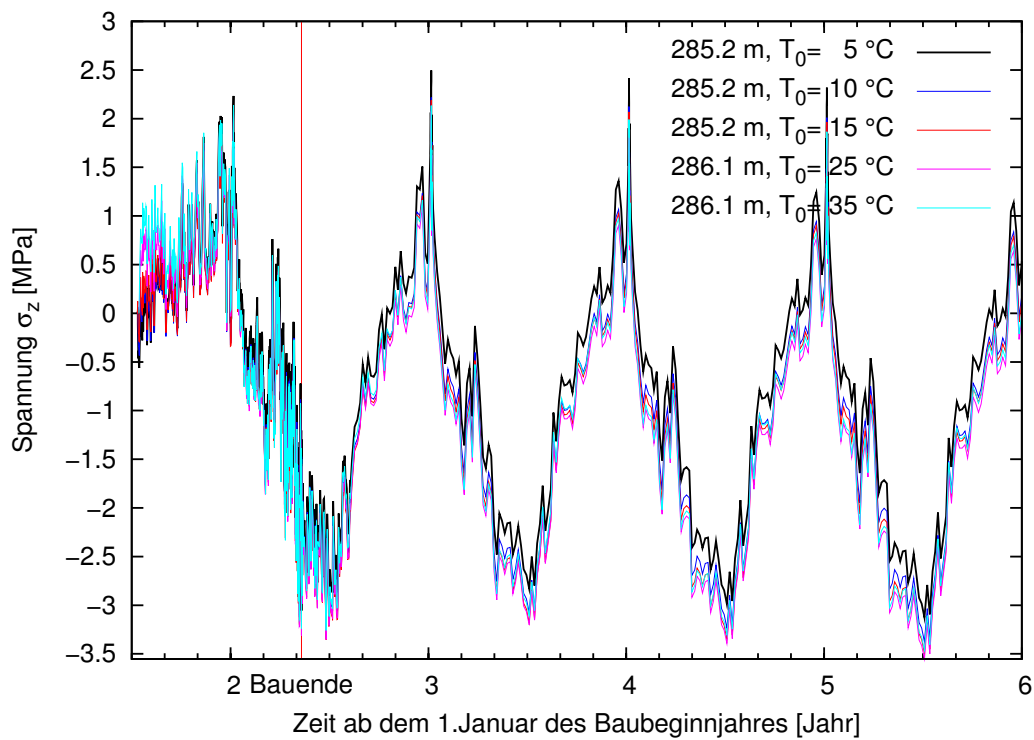


Abb. C.30: Entwicklung von σ_z (auf der Luftseite, 285.2/286.1 müNN) bei unterschiedlichen T_0 und 3D-Modell mit $b = 15$ m

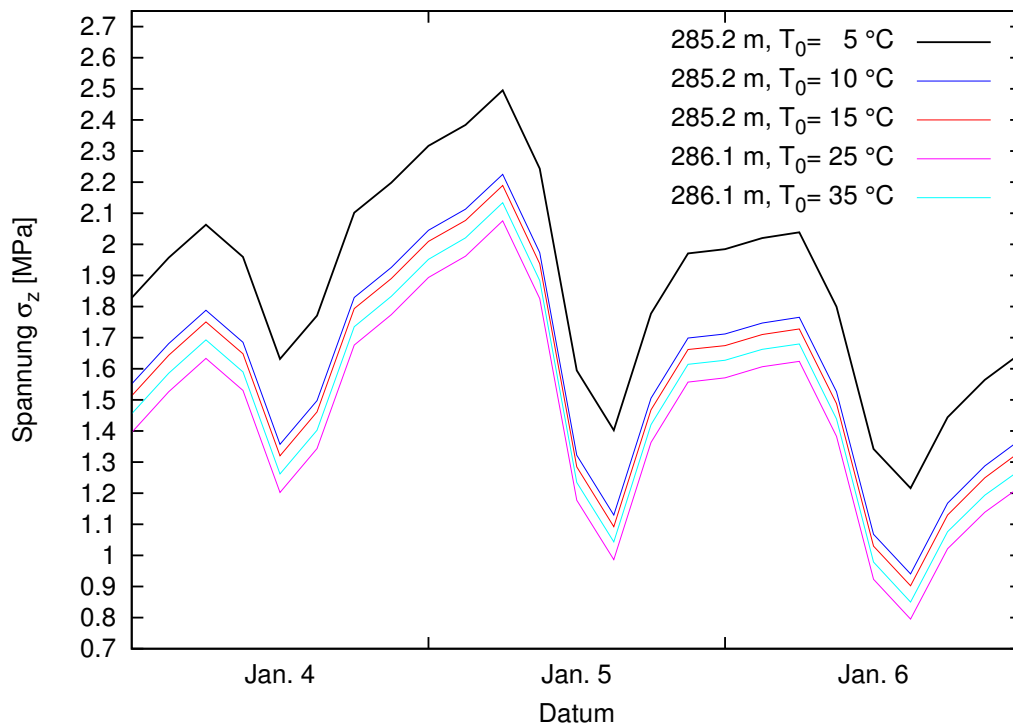


Abb. C.31: Entwicklung von σ_z Anfang Januar Jahr 4 (auf der Luftseite, 285.2/286.1 müNN) bei unterschiedlichen T_0 und 3D-Modell mit $b = 15$ m

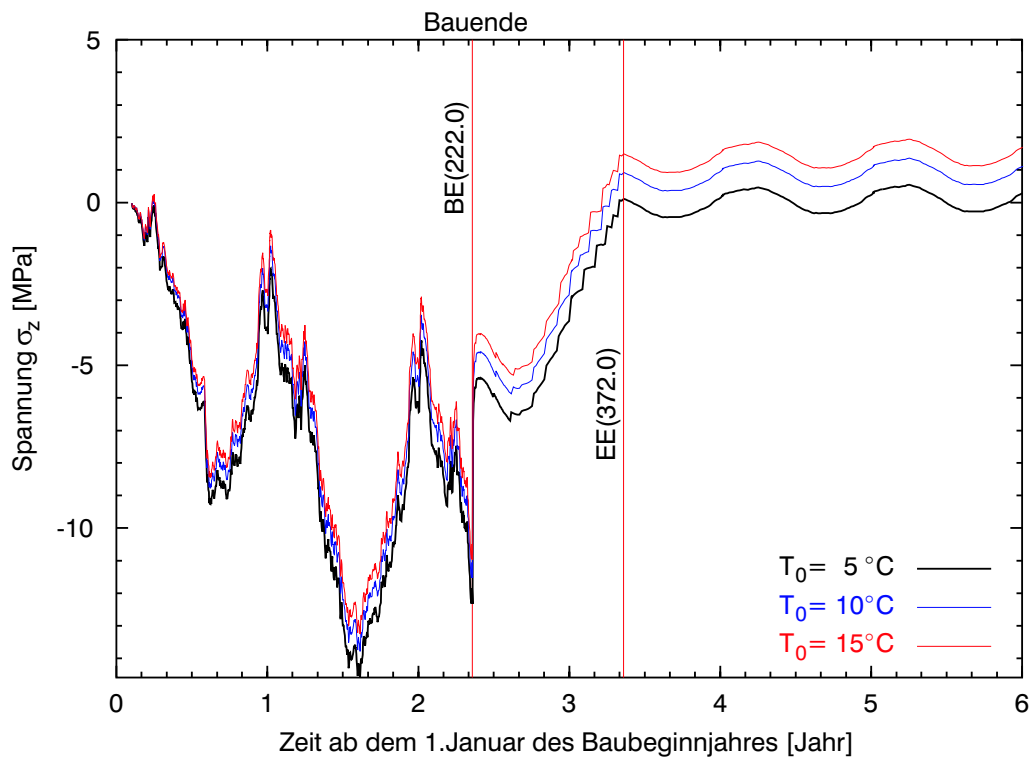


Abb. C.32: Entwicklung von σ_z (auf der Wasserseite, 222.0 müNN) bei unterschiedlichen T_0 und 2D-Modell

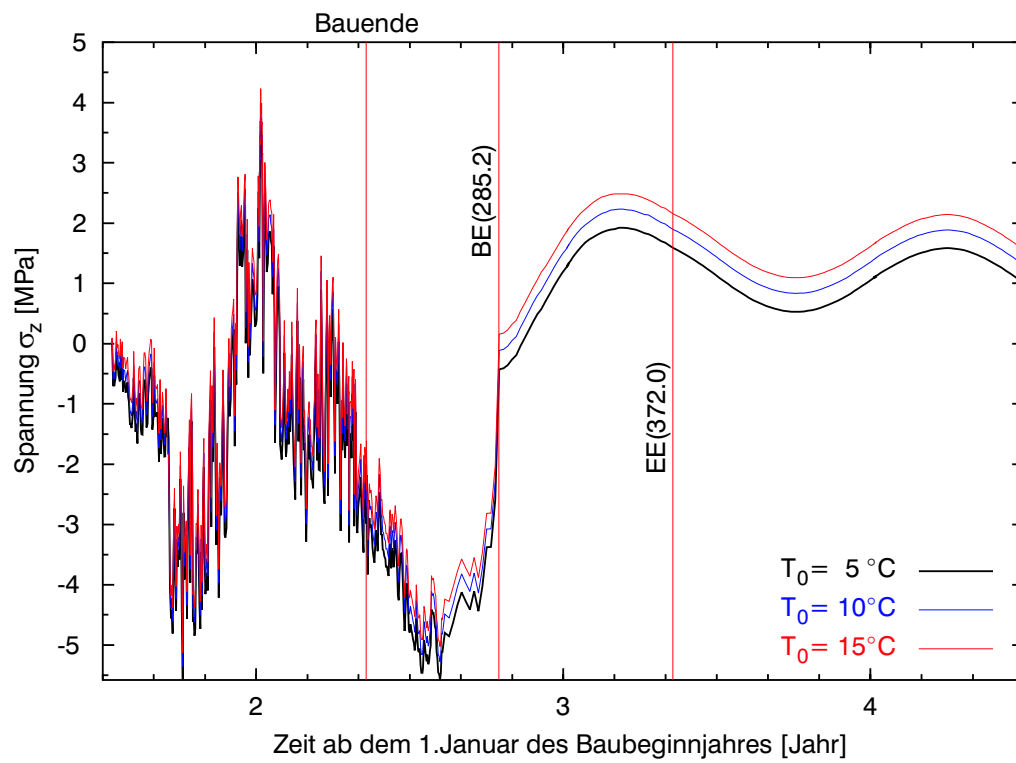


Abb. C.33: Entwicklung von σ_z (auf der Wasserseite, 285.2 müNN) bei unterschiedlichen T_0 und 2D-Modell

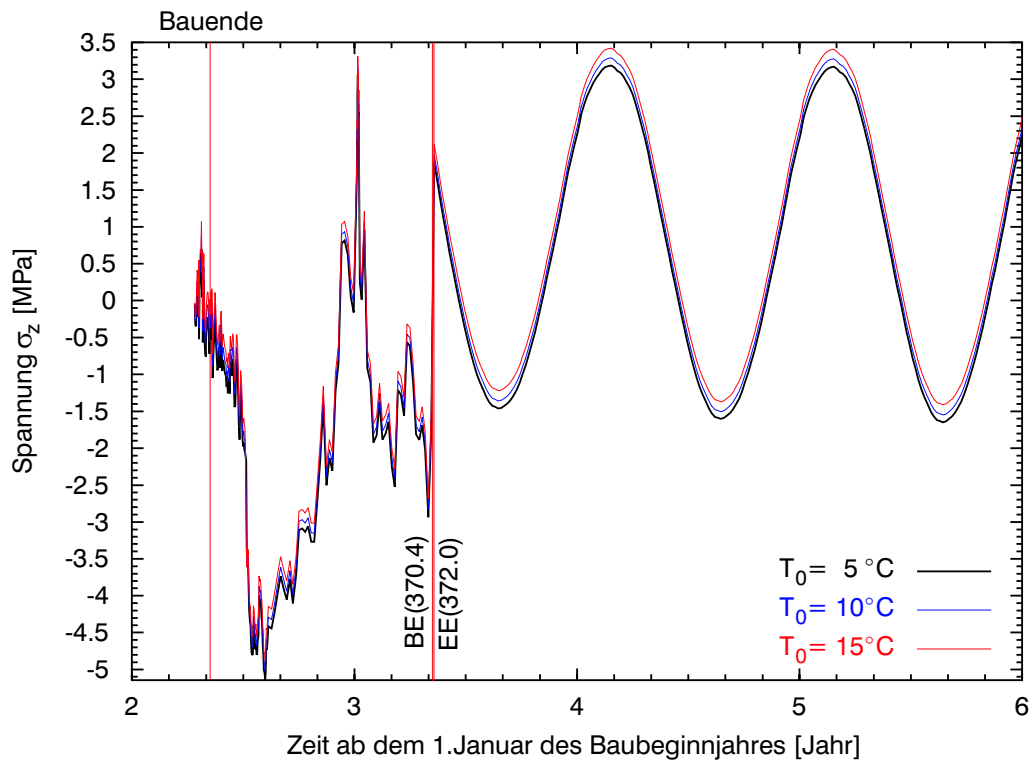


Abb. C.34: Entwicklung von σ_z (auf der Wasserseite, 370.4 müNN) bei unterschiedlichen T_0 und 2D-Modell

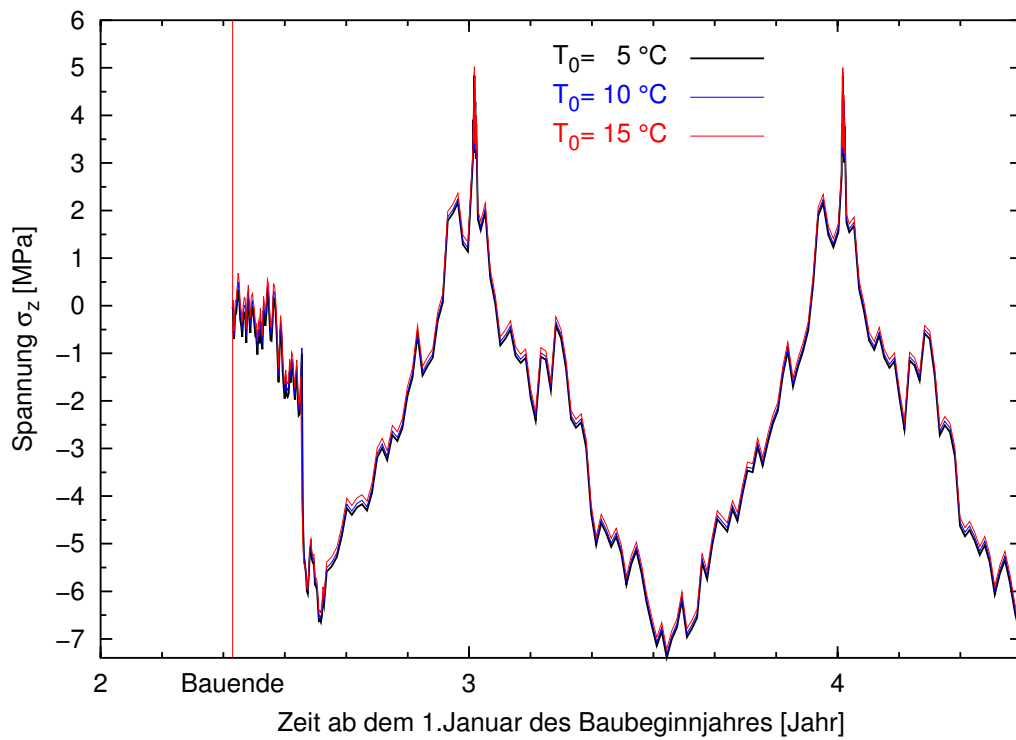


Abb. C.35: Entwicklung von σ_z in der Mitte der Mauerkrone (382.0 müNN) bei unterschiedlichen T_0 und 2D-Modell

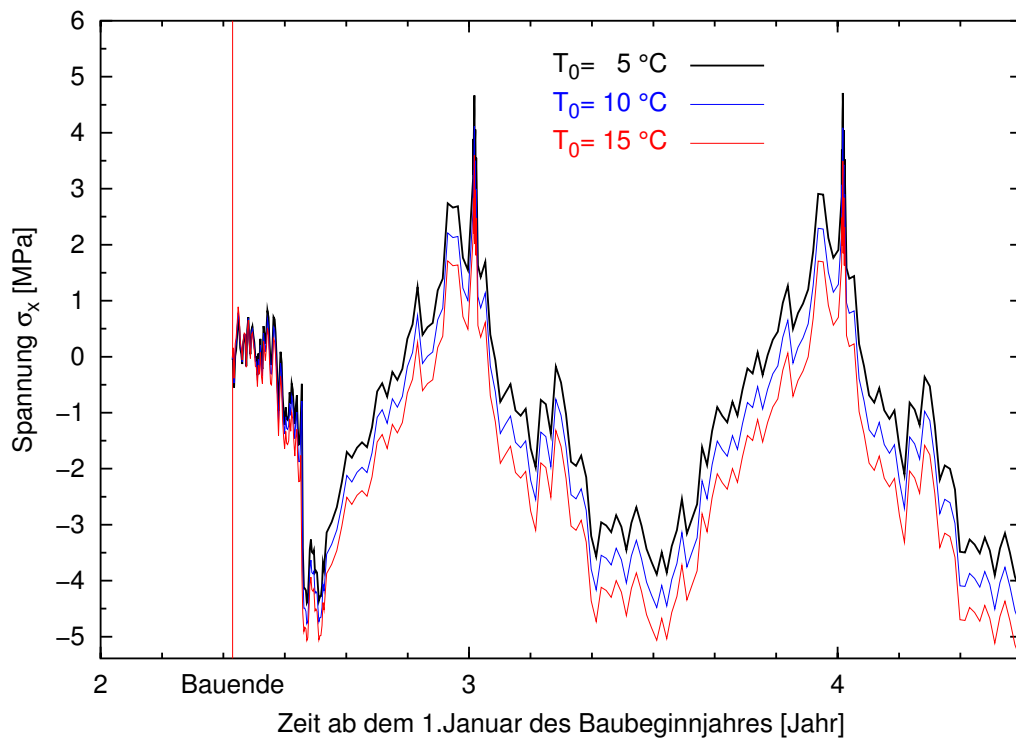


Abb. C.36: Entwicklung von σ_x in der Mitte der Mauerkrone (382.0 müNN) bei unterschiedlichen T_0 und 2D-Modell

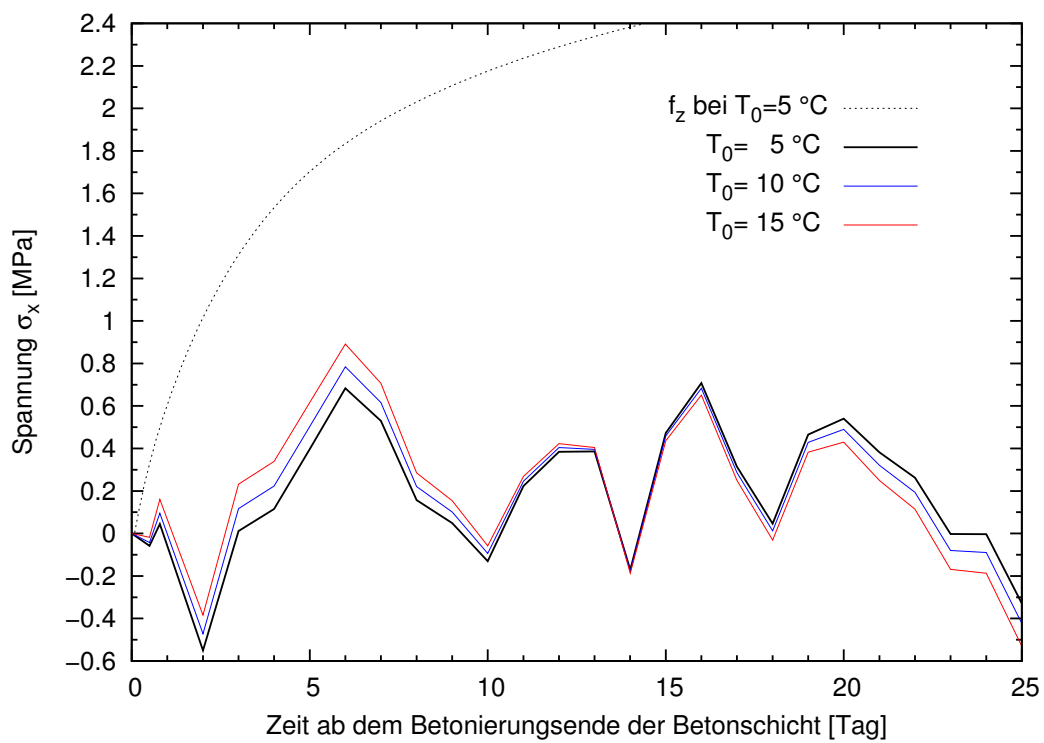


Abb. C.37: Entwicklung von σ_x in der Mitte der Mauerkrone (382.0 müNN) im frühen Betonalter bei unterschiedlichen T_0 und 2D-Modell

C.2 Sonnenstrahlung und Verdunstung

In Anhang C.2 sind die Entwicklungen oder Verteilungen von Temperatur oder Spannungen auf den betrachteten Höhen bei unterschiedlichen Bedingungen zur Berücksichtigung der Sonnenstrahlung und Verdunstung dargestellt. Die Abbildungen in Anhang C.2 sind dem Text in Abschnitt 5.7.4 wie folgt zugeordnet:

- Abb.C.38 bis Abb.C.59 Entwicklungen oder Verteilungen von Temperatur oder Spannungen auf den betrachteten Höhen bei unterschiedlichen Sprühwasserkühlungsdauern, nämlich bei unterschiedlichen τ_k (Betonalter bzgl. Sprühwasserkühlung), siehe Text unter dem Titel **“Zeitdauer der Sprühwasserkühlung”** auf Seite 122.
- Abb.C.60 bis Abb.C.67 Entwicklungen oder Verteilungen von Temperatur oder Spannungen auf den betrachteten Höhen bei mit und ohne zusätzlicher Kühlung, siehe Text unter dem Titel **“Zusätzliche Kühlung”** auf Seite 124
- Abb.C.68 bis Abb.C.79 Entwicklungen oder Verteilungen von Temperatur oder Spannungen auf den betrachteten Höhen bei unterschiedlichen Oberflächenrauheitshöhen z_0 , nämlich bei unterschiedlichen k_s (äquivalenten Sandrauheit), siehe Text unter dem Titel **“Die Oberflächenrauheitshöhe”** auf Seite 125;
- Abb.C.80 bis Abb.C.85 Entwicklungen oder Verteilungen von Temperatur oder Spannungen auf den betrachteten Höhen bei unterschiedlichen Albedos α_n und α_t (Albedo der Betonoberfläche bzgl. Globalstrahlung für nasse und trockene Betonoberfläche), siehe Text unter dem Titel **“Die Albedo”** auf Seite 126;
- Abb.C.86 bis Abb.C.97 Entwicklungen oder Verteilungen von Temperatur oder Spannungen auf den betrachteten Höhen bei Mit- und Nichtberücksichtigung der Sonnenstrahlung und Verdunstung, siehe Text unter dem Titel **“Vergleich mit den Ergebnissen von traditionellen Methoden”** auf Seite 127;

Neben den auf Seite 167 angegebenen Annahmen und Bedingungen wurden den Abbildungen in Anhang C.2 noch folgende Annahmen zugrunde gelegt:

- Die Albedo bzgl. Globalstrahlung für nasse bzw. trockene Betonoberfläche (α_n bzw. α_t) und die Oberflächenrauheitshöhe z_0 (oder die äquivalente Sandrauheit k_s) wurden wie in Tabelle C.3 angenommen;
- Die Kontrolltemperatur für den Frischbeton T_0 betrug 5°C für Betonschichten von 222.0 bis 270.0 müNN, 25°C für Betonschichten zwischen 270.0 und 362.0 müNN, und 20°C für Betonschichten von 362.0 bis 382.0 müNN;

Tabelle C.3: Für die Abbildungen in Anhang C.2 zugrunde gelegten α_n , α_t , z_0 (k_s) und Sprühwasserkühlungszeiten

α_n , α_t , z_0	<p><u>für Abb.C.38 bis Abb.C.67</u>: $\alpha_n = 0.1$, $\alpha_t = 0.4$, $z_0 = 2.5$ mm für alle Oberflächen;</p> <p><u>für Abb.C.68 bis Abb.C.79</u>: $\alpha_n = 0.1$, $\alpha_t = 0.4$ für alle Oberflächen, $z_0 = 2.5$ für horizontale Oberflächen, $z_0 = 0.125$, 0.4375, 0.75 und 2.5 mm, nämlich $k_s = 1, 3.5, 6$ und 20 mm, für die Wasser- und Luftseite der Mauer;</p> <p><u>für Abb.C.80 bis Abb.C.85</u>: $\alpha_n = 0.1$ bzw. 0.2, $\alpha_t = 0.4$ bzw. 0.5, $z_0 = 2.5$ mm für horizontale Oberflächen und $z_0 = 0.4375$ mm für die Wasser- und Luftseite der Mauer;</p> <p><u>für Abb.C.86 bis Abb.C.97</u>: $\alpha_n = 0.1$, $\alpha_t = 0.4$, $z_0 = 2.5$ mm für horizontale Oberflächen und $z_0 = 0.4375$ mm für die Wasser- und Luftseite der Mauer bei Mitberücksichtigung der Sonnenstrahlung und Verdunstung;</p>
Sprühwasserkühlungszeiten	<p><u>für Abb.C.38 bis Abb.C.59</u>: nur bei $\tau < \tau_k$, mit $\tau_k = 7, 30, 80, 180$ Tage;</p> <p><u>für Abb.C.60 bis Abb.C.67</u>: $\tau_k = 180$ bzw. 90 Tage für Oberflächen unter- bzw. oberhalb der Höhe 362.0 müNN, mit oder ohne zusätzlicher Kühlung, im Falle von mit zusätzlicher Kühlung wurden die Oberflächen zusätzlich während der warmen Jahreszeit mit Sprühwasser gekühlt, die zusätzlichen Kühlungszeiten sind in Tabelle 5.13 angegeben;</p> <p><u>für Abb.C.68 bis Abb.C.85</u>: $\tau_k = 180$ bzw. 90 Tage für Oberflächen unter- bzw. oberhalb der Höhe 362.0 müNN mit zusätzlicher Kühlung;</p> <p><u>für Abb.C.86 bis Abb.C.97</u>: $\tau_k = 30$ Tage für alle Oberflächen bei Mitberücksichtigung der Verdunstung;</p>

Bemerkung:

Bei der gegebenen Kontrolltemperatur $T_0 = 25^\circ\text{C}$ für die Betonschichten zwischen 270 und 362 müNN traten für den im Sommer Jahr 2 betonierten Bereich die maximalen Zugspannungen in der kalten Jahreszeit auf der Höhe 286.1 müNN auf. Die maximale Zugspannung am wasserseitigen Rand auf dieser Höhe war deutlich größer als diejenige am luftseitigen Rand (siehe z.B. Abb.C.55). Für den im Sommer Jahr 1 eingebrachten Beton ($T_0 = 5^\circ\text{C}$) traten die maximalen Zugspannungen auf der Höhe 231.5 müNN auf. Auf der Höhe 231.5 müNN war aber die maximale Zugspannung am luftseitigen Rand größer als diejenige am wasserseitigen Rand dieser Höhe (siehe, z.B. Abb.C.53). Zur Platzersparnis werden daher für die betrachteten Höhen 231.5 und 286.1 müNN nur die Temperatur- und Spannungsentwicklungen am luftseitigen Rand auf der Höhe 231.5 müNN und diejenigen am wasserseitigen Rand auf der Höhe 286.1 müNN dargestellt.

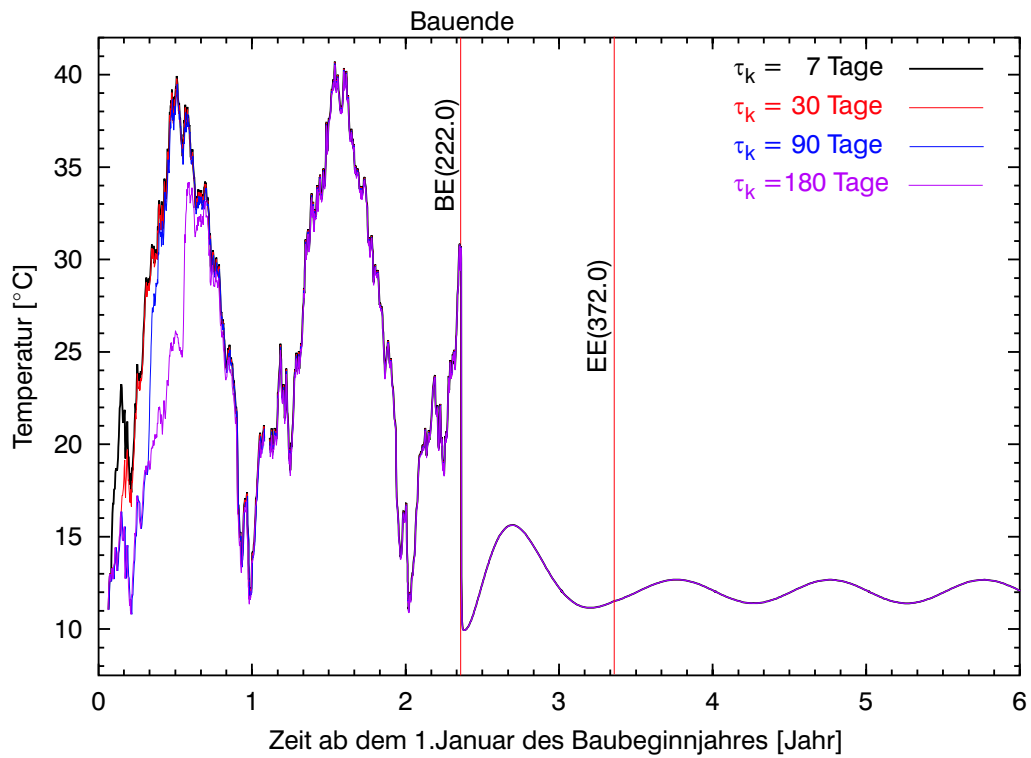


Abb. C.38: Temperaturentwicklung (auf der Wasserseite, 222.0 müNN) bei unterschiedlichen τ_k

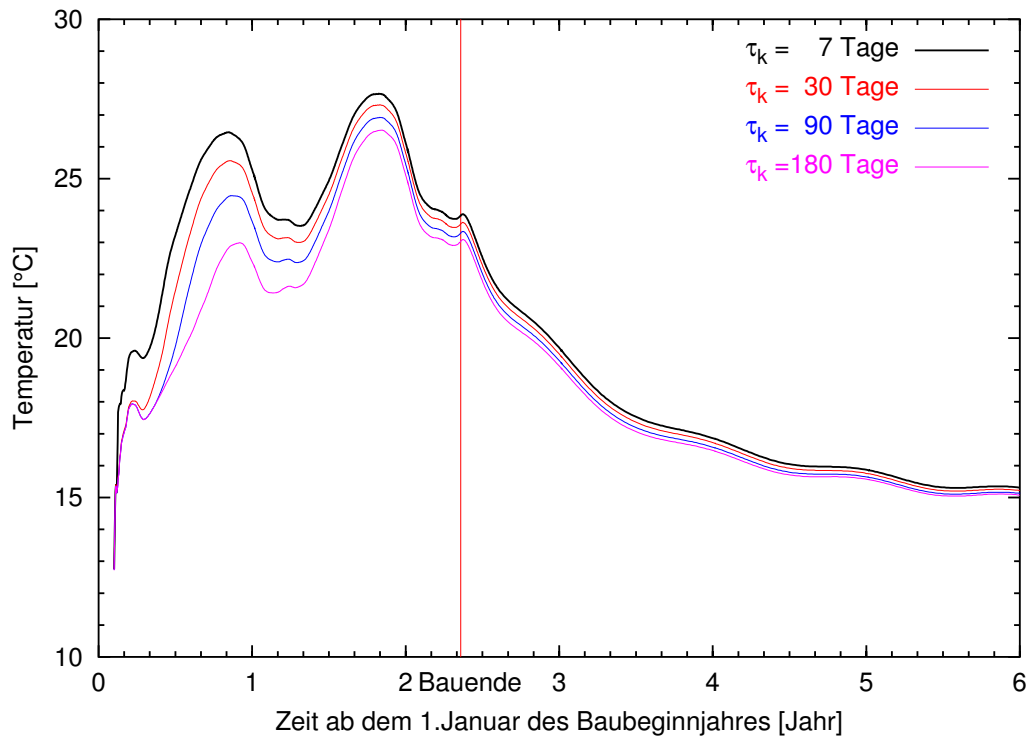


Abb. C.39: Temperaturentwicklung (5 m zur Wasserseite, 222.0 müNN) bei unterschiedlichen τ_k

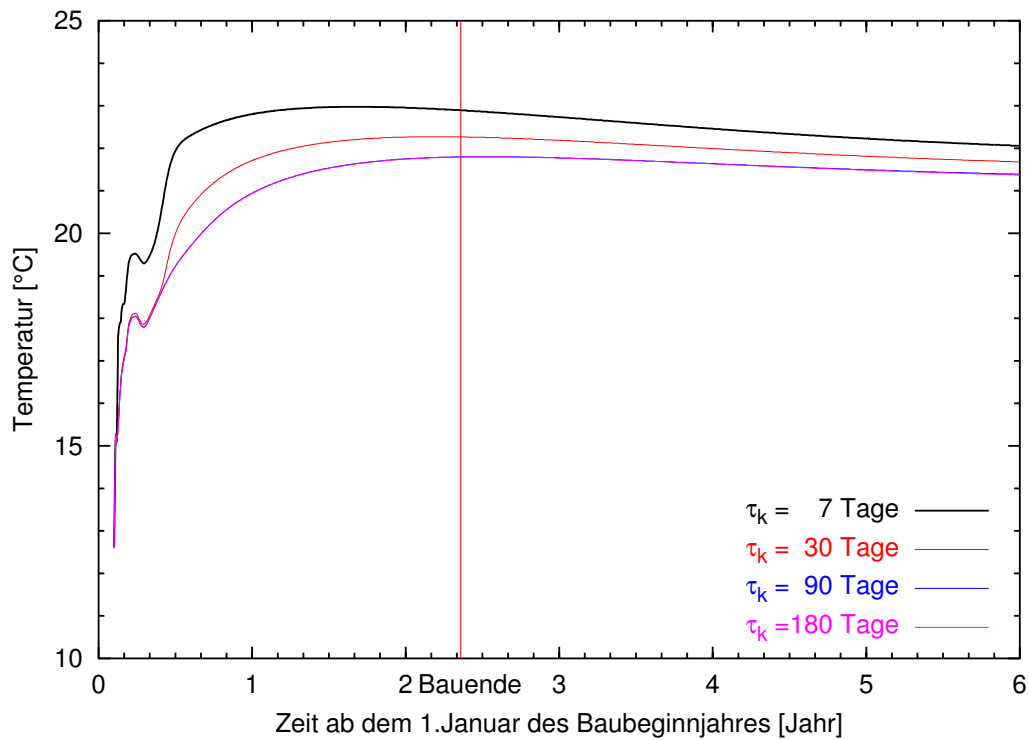


Abb. C.40: Temperaturentwicklung (in der Mitte, 222.0 müNN) bei unterschiedlichen τ_k

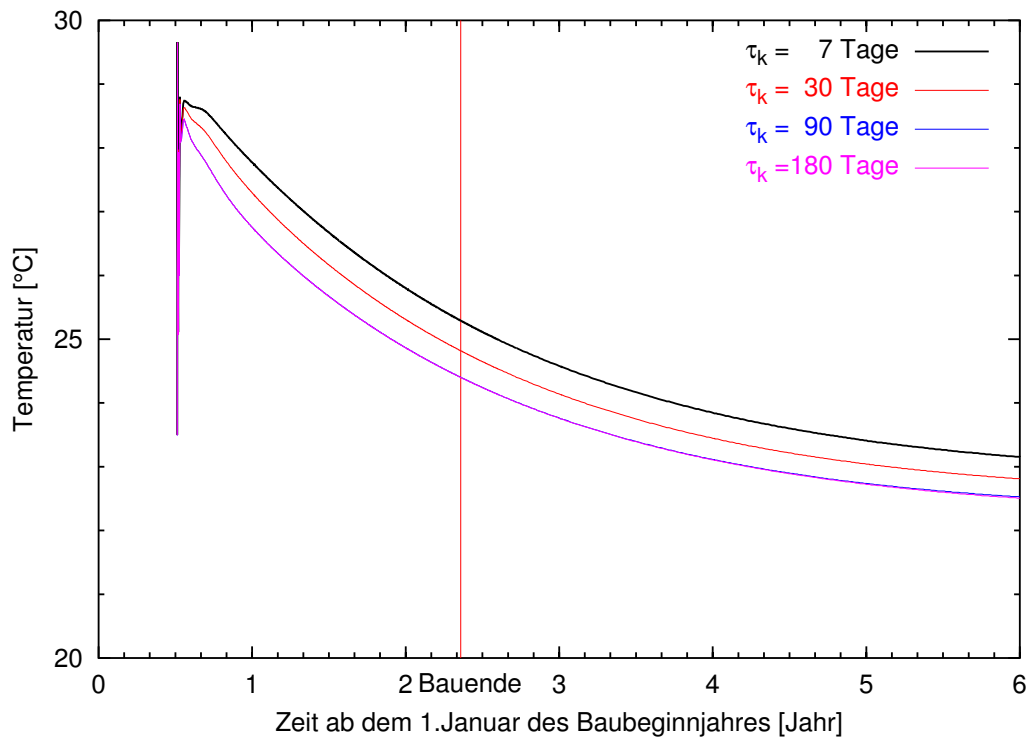


Abb. C.41: Temperaturentwicklung (in der Mitte, 231.5 müNN) bei unterschiedlichen τ_k

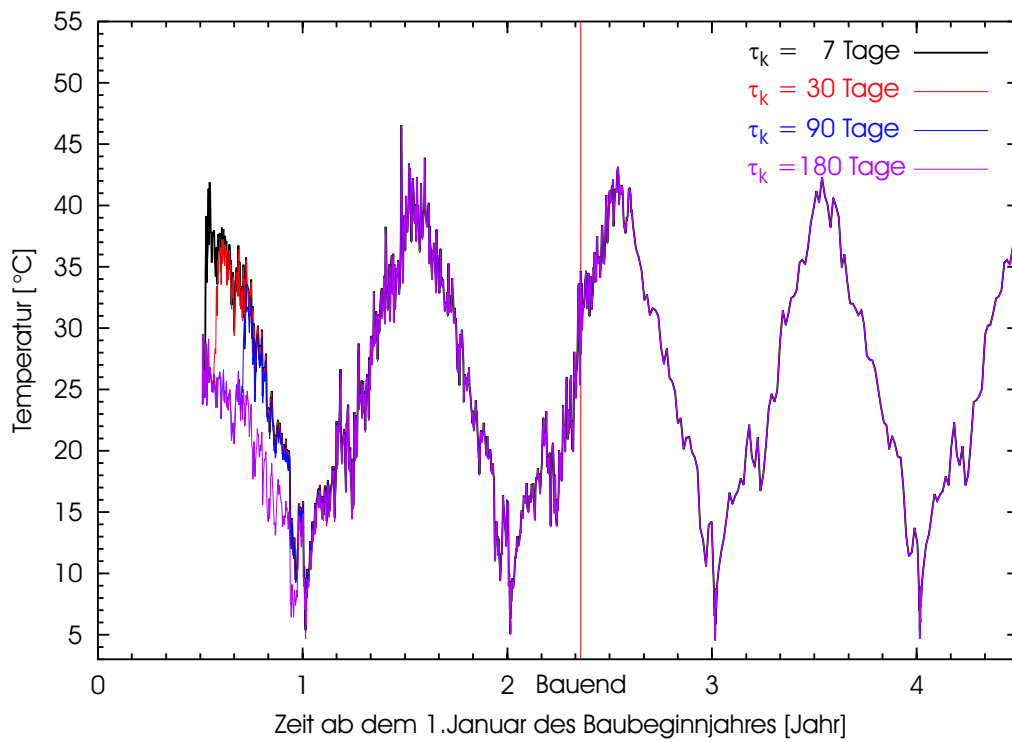


Abb. C.42: Temperaturentwicklung (auf der Luftseite, 231.5 müNN) bei unterschiedlichen τ_k

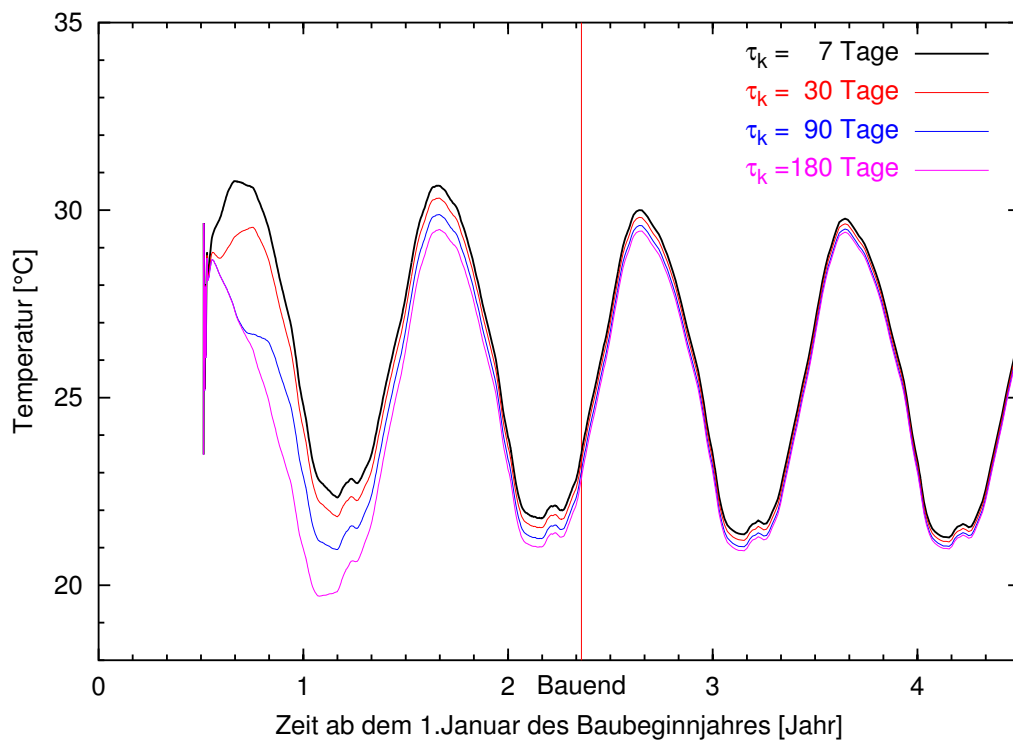


Abb. C.43: Temperaturentwicklung (5 m zur Luftseite, 231.5 müNN) bei unterschiedlichen τ_k

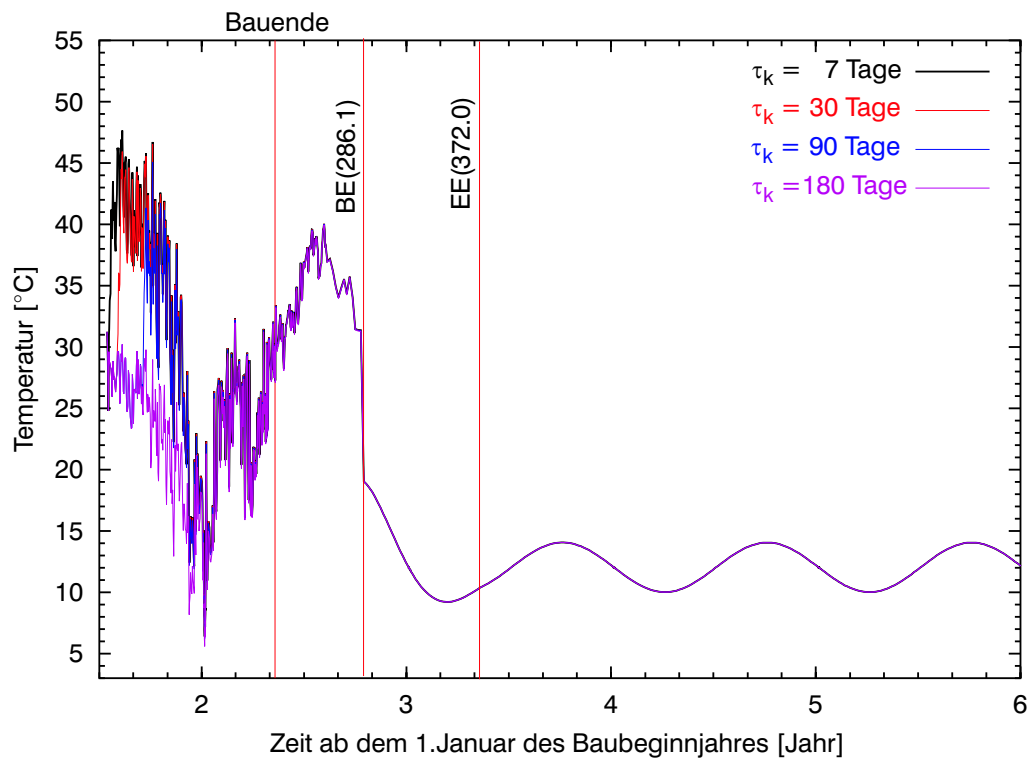


Abb. C.44: Temperaturentwicklung (auf der Wasserseite, 286.1 müNN) bei unterschiedlichen τ_k

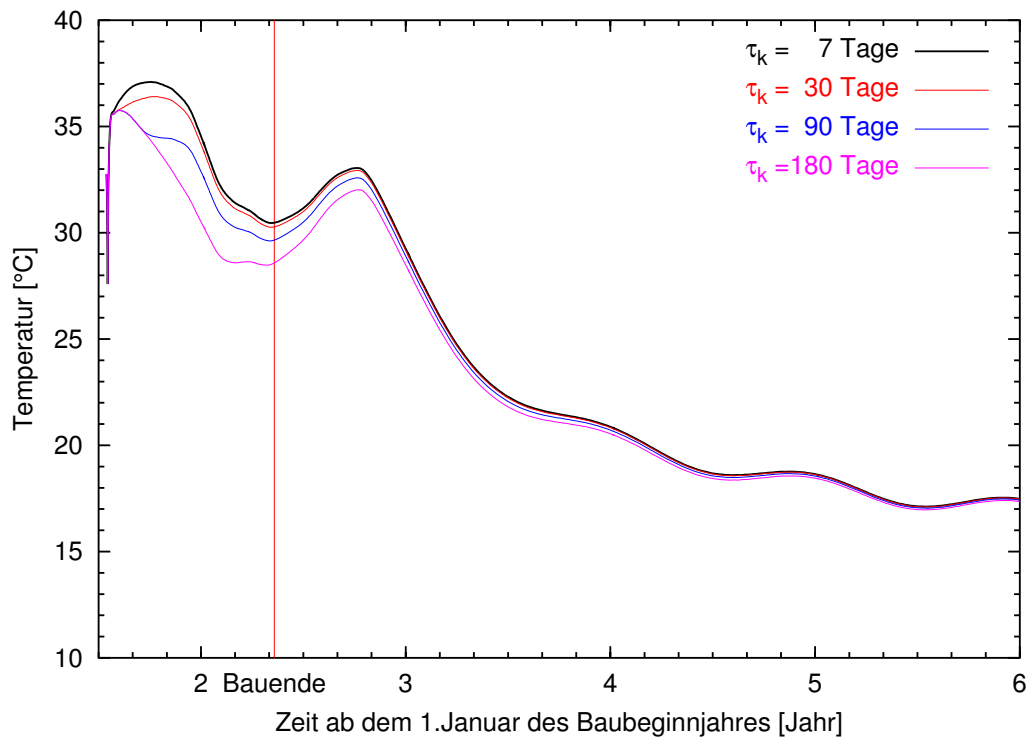


Abb. C.45: Temperaturentwicklung (5 m zur Wasserseite, 286.1 müNN) bei unterschiedlichen τ_k

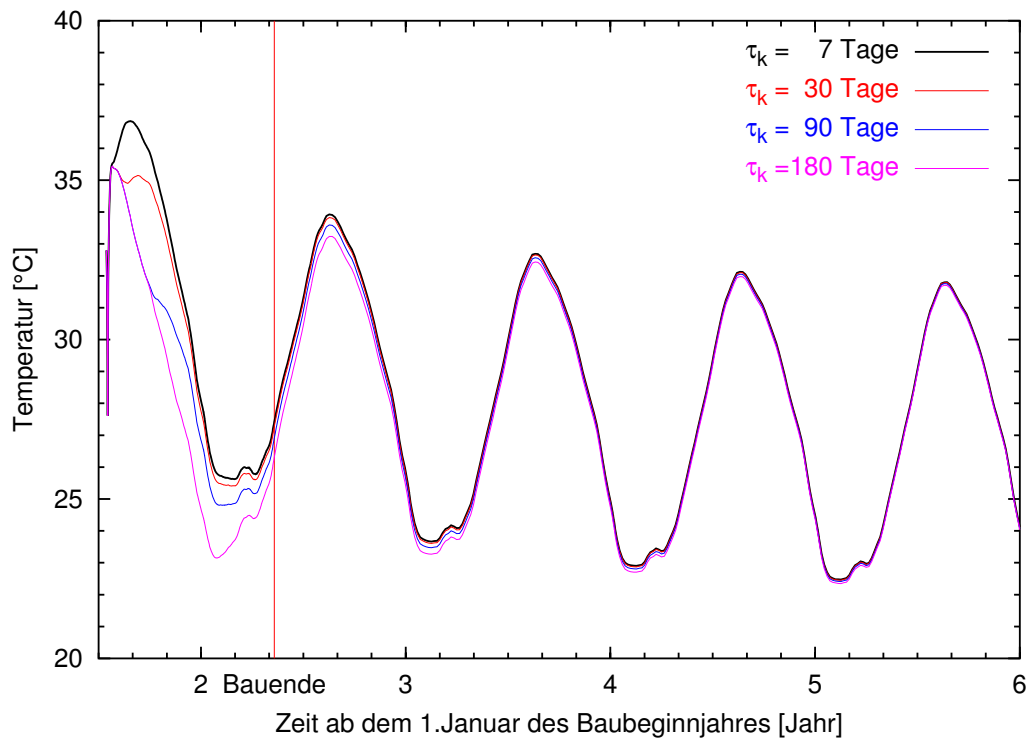


Abb. C.46: Temperaturentwicklung (5 m zur Luftseite, 286.1 müNN) bei unterschiedlichen τ_k

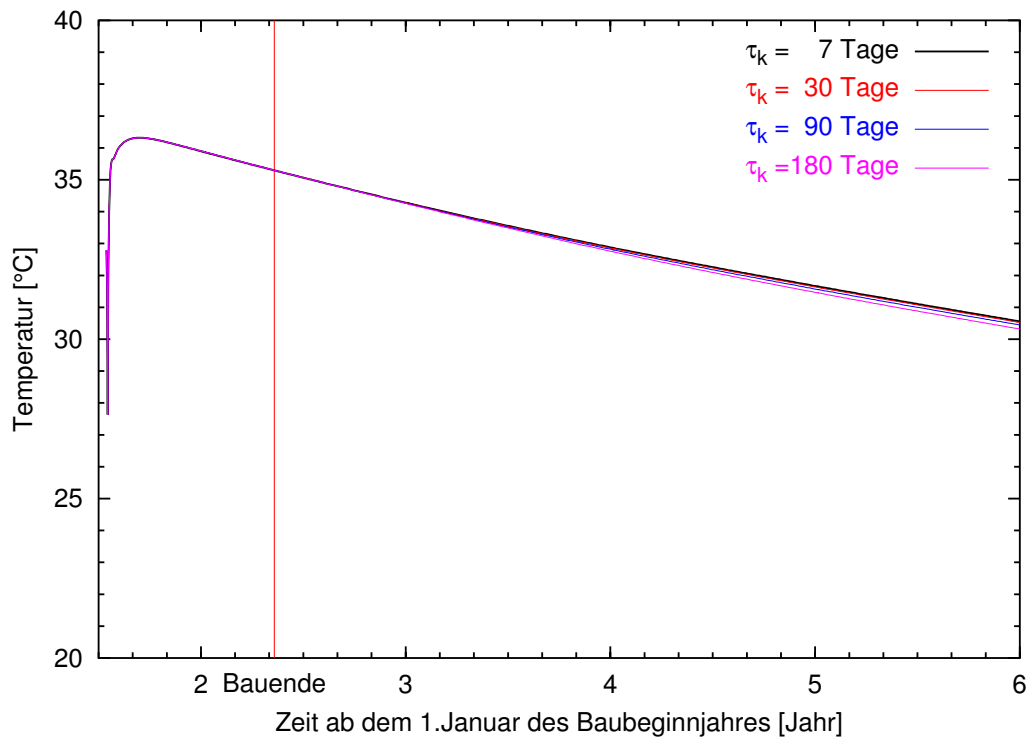


Abb. C.47: Temperaturentwicklung (in der Mitte, 286.1 müNN) bei unterschiedlichen τ_k

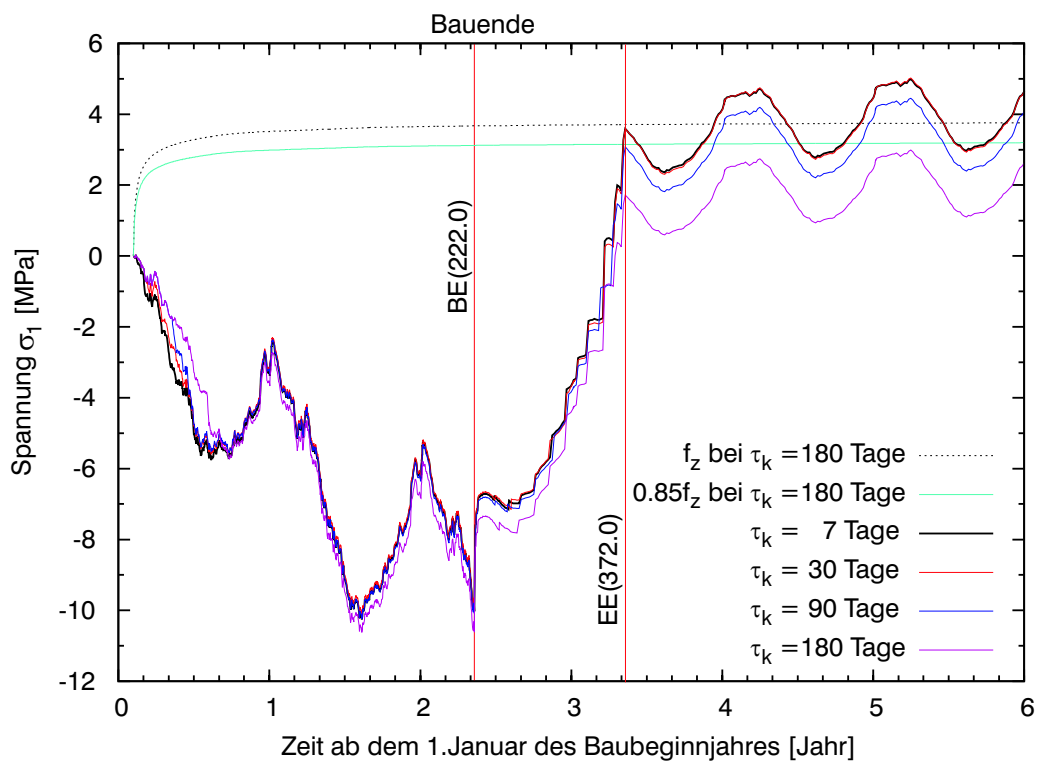


Abb. C.48: Entwicklung von σ_1 (auf der Wasserseite, 222.0 müNN) bei unterschiedlichen τ_k und 3D-Modell mit $b = 15$ m

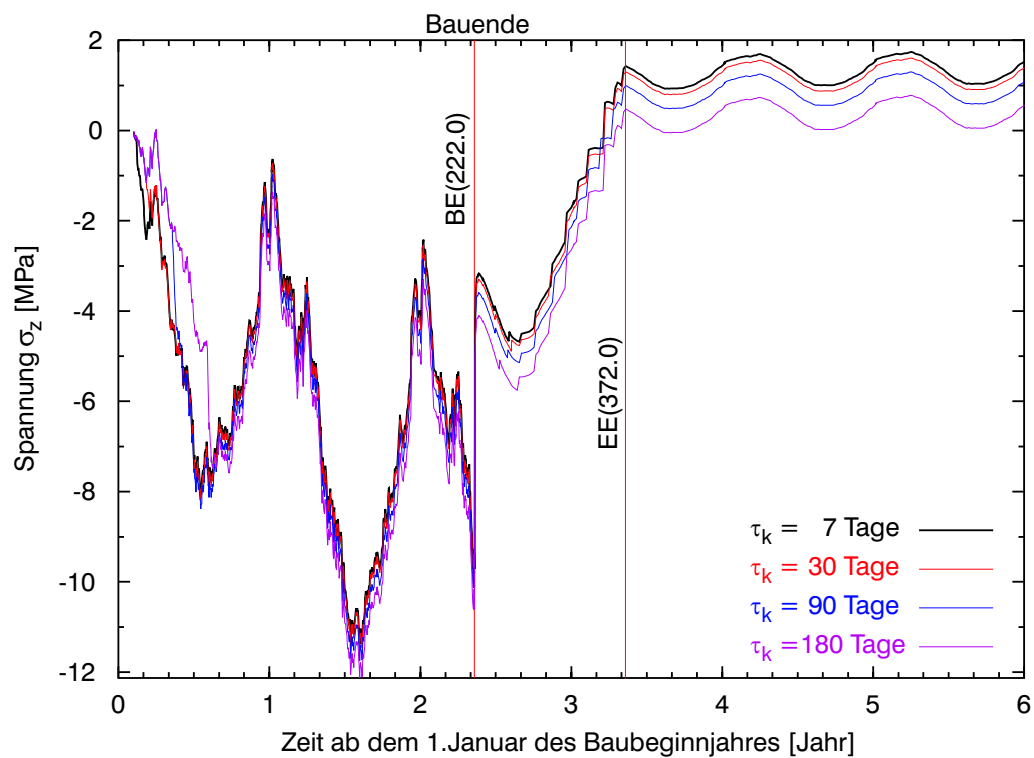


Abb. C.49: Entwicklung von σ_z (auf der Wasserseite, 222.0 müNN) bei unterschiedlichen τ_k und 3D-Modell mit $b = 15$ m

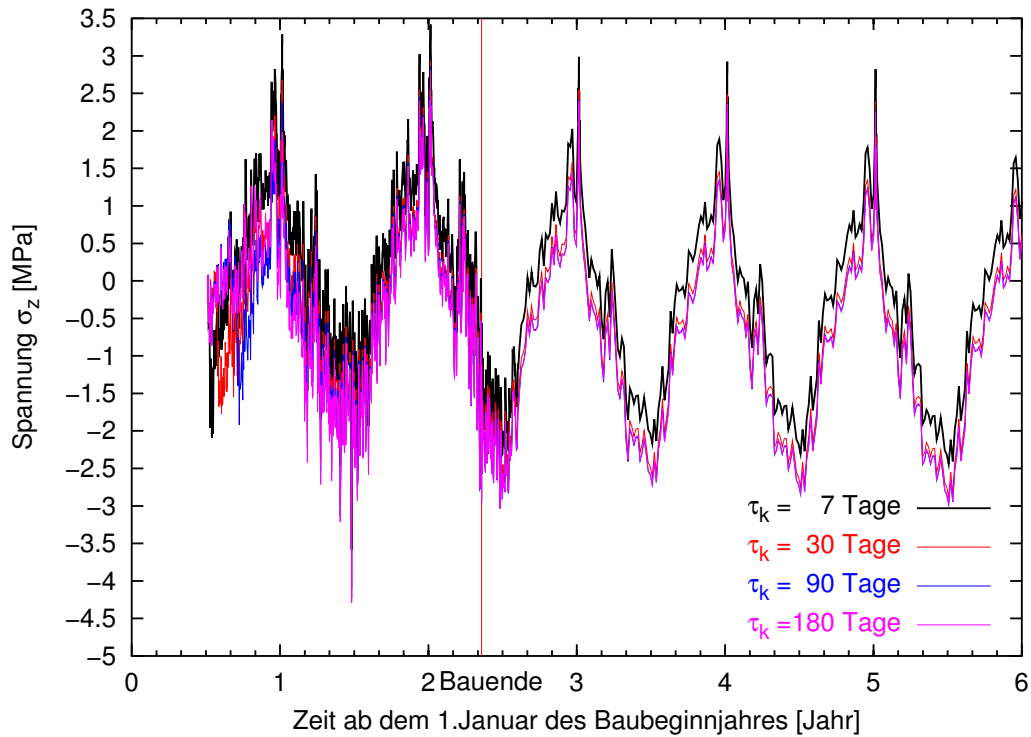


Abb. C.50: Entwicklung von σ_z (auf der Luftseite, 231.5 müNN) bei unterschiedlichen τ_k und 3D-Modell mit $b = 15$ m

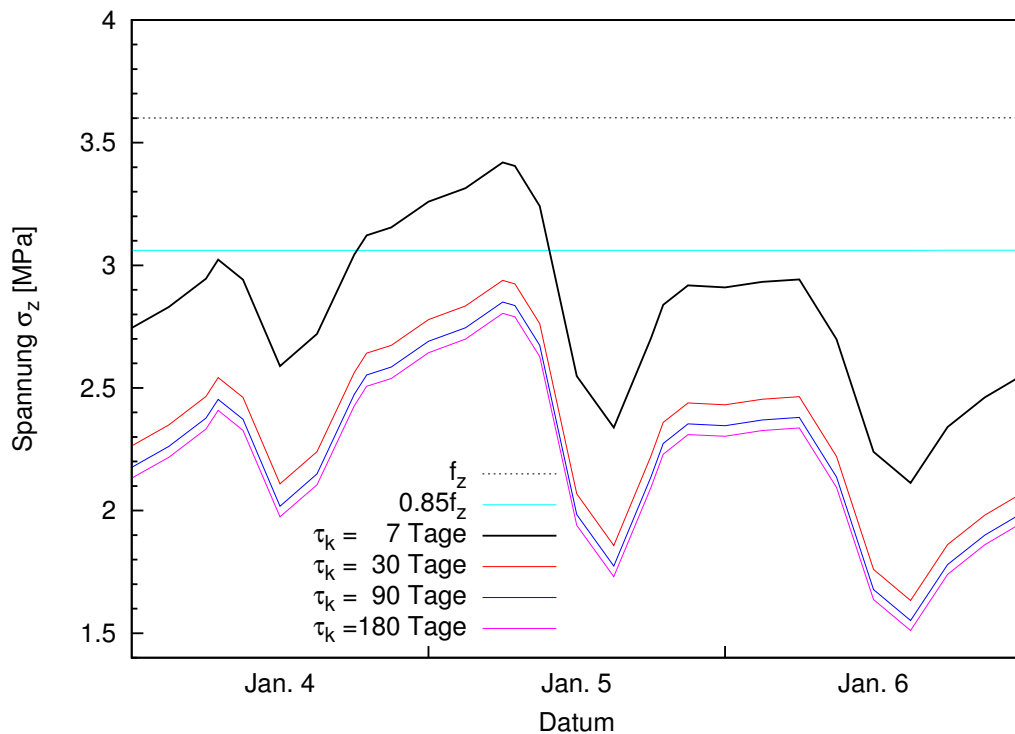


Abb. C.51: Entwicklung von σ_z Anfang Januar Jahr 2 (auf der Luftseite, 231.5 müNN) bei unterschiedlichen τ_k und 3D-Modell mit $b = 15$ m

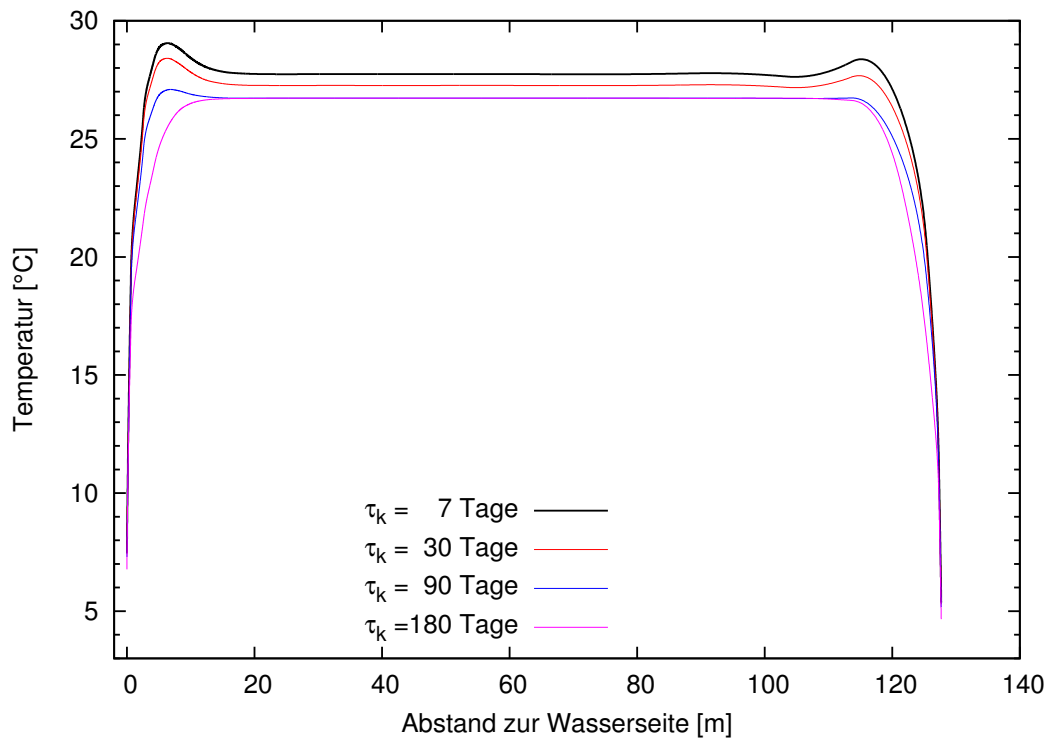


Abb. C.52: Temperaturverteilung auf der Höhe 231.5 müNN um 7:00 Uhr am 5. Januar Jahr 2 bei unterschiedlichen τ_k und 3D-Modell mit $b = 15$ m

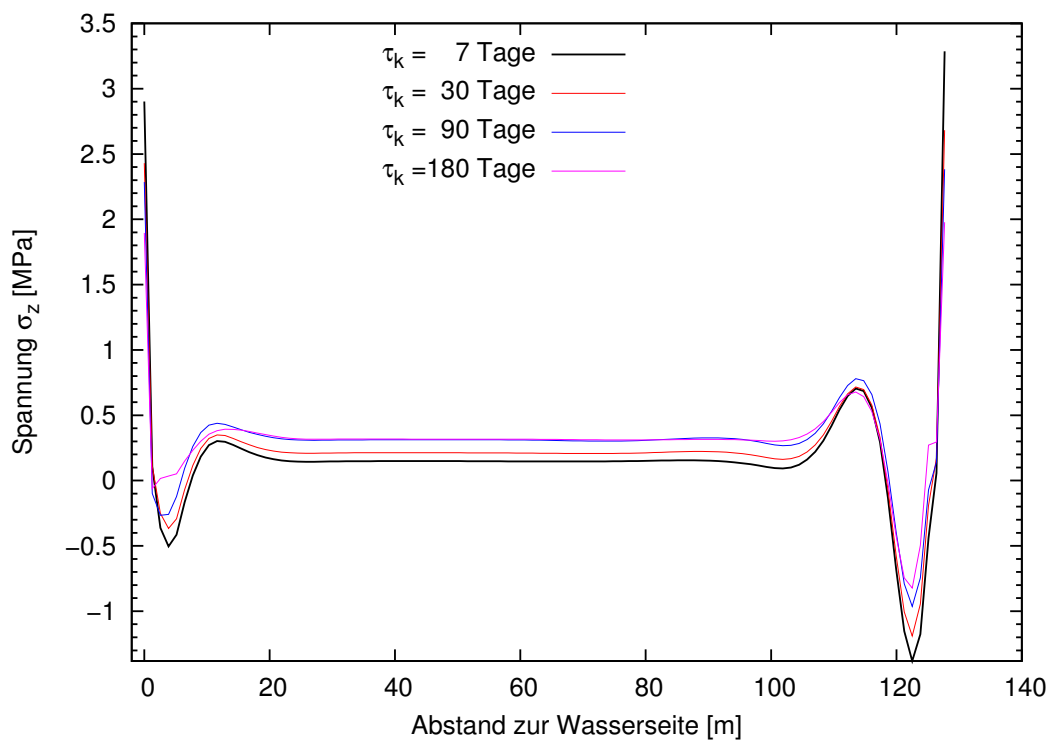


Abb. C.53: Verteilung von σ_z auf der Höhe 231.5 müNN um 7:00 Uhr am 5. Januar Jahr 2 bei unterschiedlichen τ_k und 3D-Modell mit $b = 15$ m

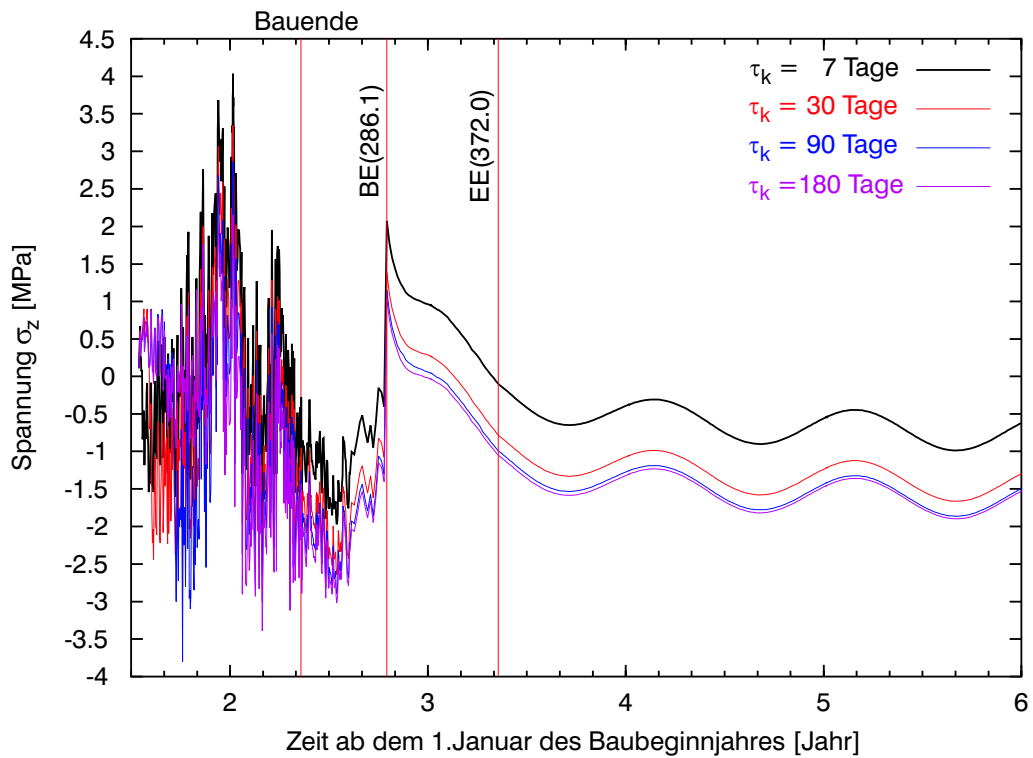


Abb. C.54: Entwicklung von σ_z (auf der Wasserseite, 286.1 müNN) bei unterschiedlichen τ_k und 3D-Modell mit $b = 15$ m

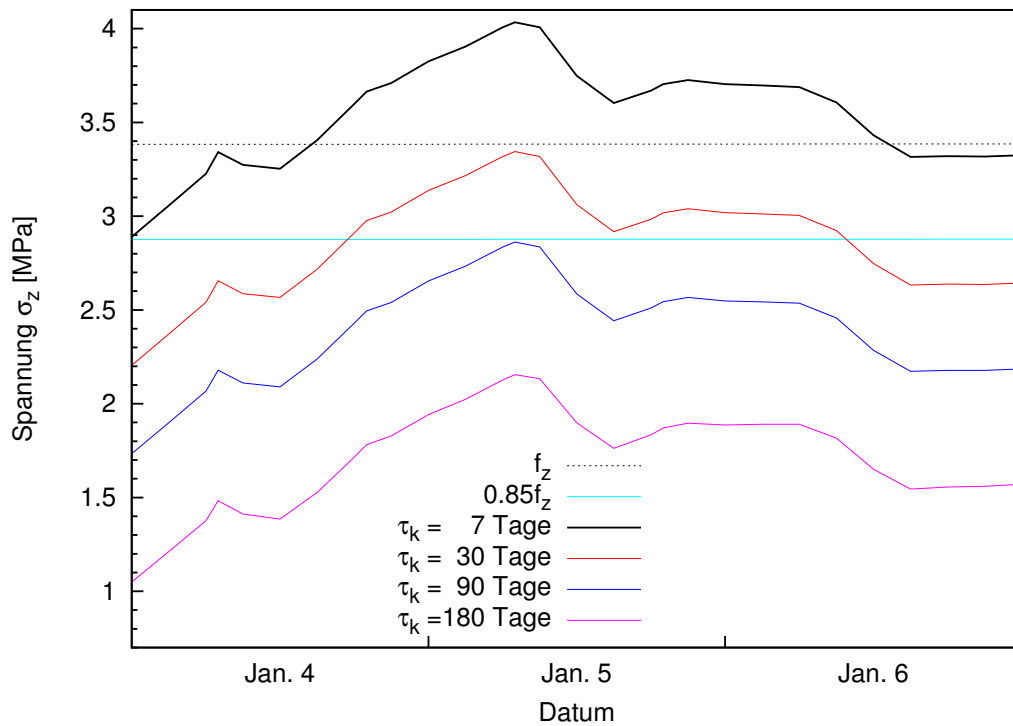


Abb. C.55: Entwicklung von σ_z Anfang Januar Jahr 3 (auf der Wasserseite, 286.1 müNN) bei unterschiedlichen τ_k und 3D-Modell mit $b = 15$ m

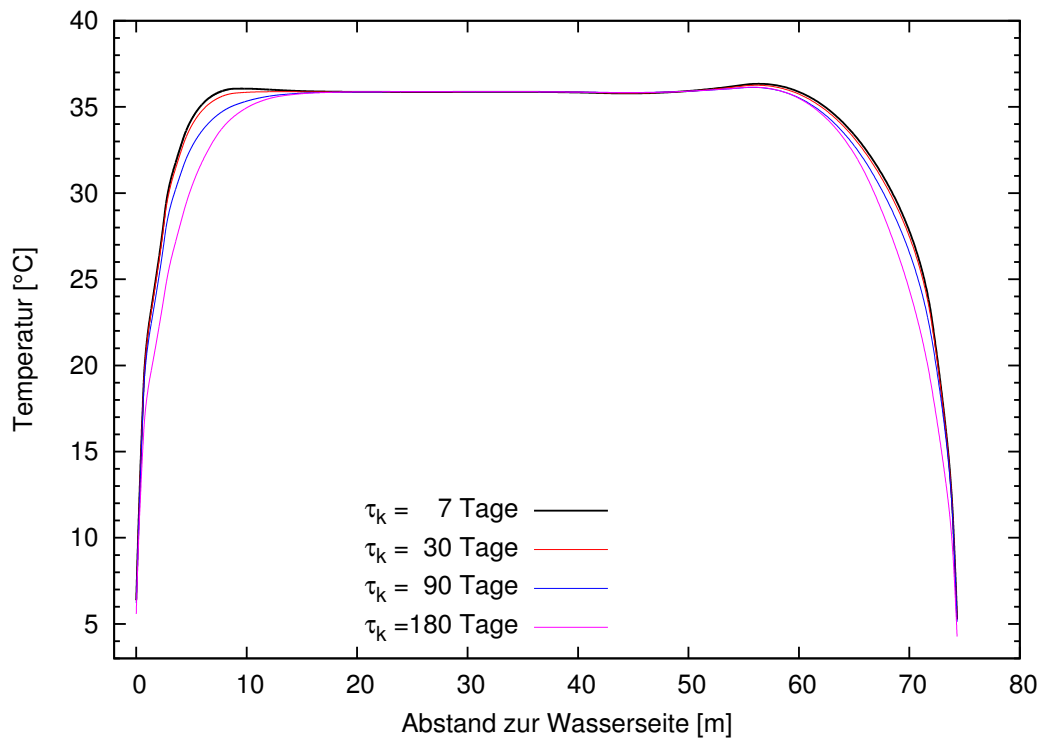


Abb. C.56: Temperaturverteilung auf der Höhe 286.1 müNN um 7:00 Uhr am 5. Januar Jahr 3 bei unterschiedlichen τ_k und 3D-Modell mit $b = 15$ m

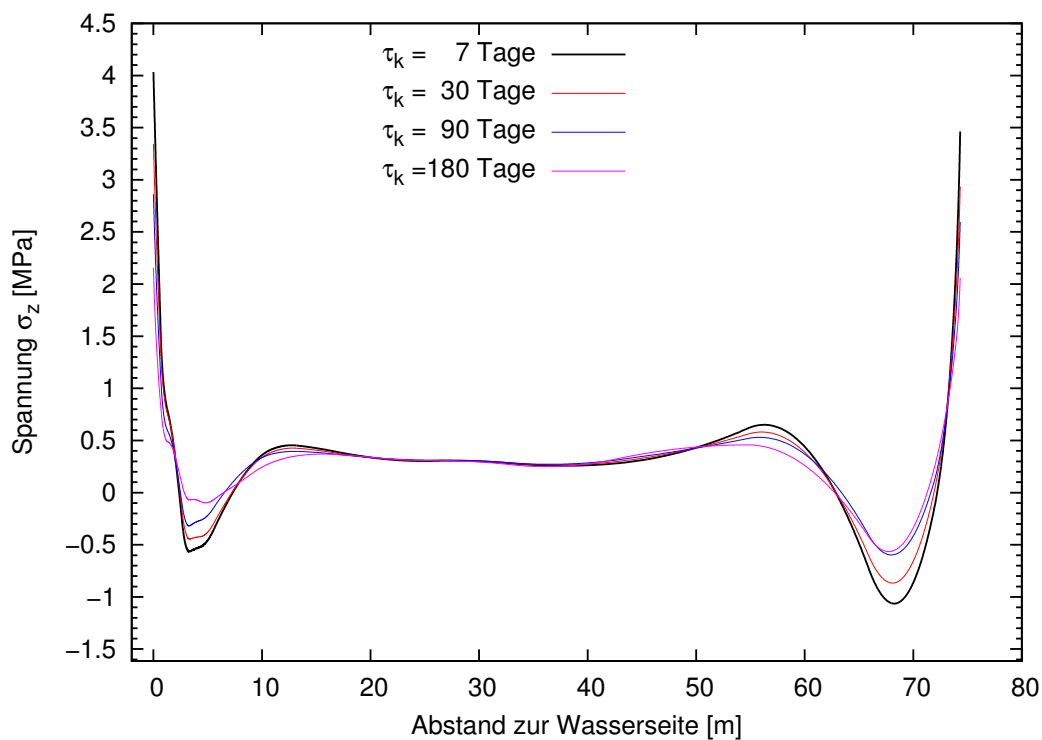


Abb. C.57: Verteilung von σ_z auf der Höhe 286.1 müNN um 7:00 Uhr am 5. Januar Jahr 3 bei unterschiedlichen τ_k und 3D-Modell mit $b = 15$ m

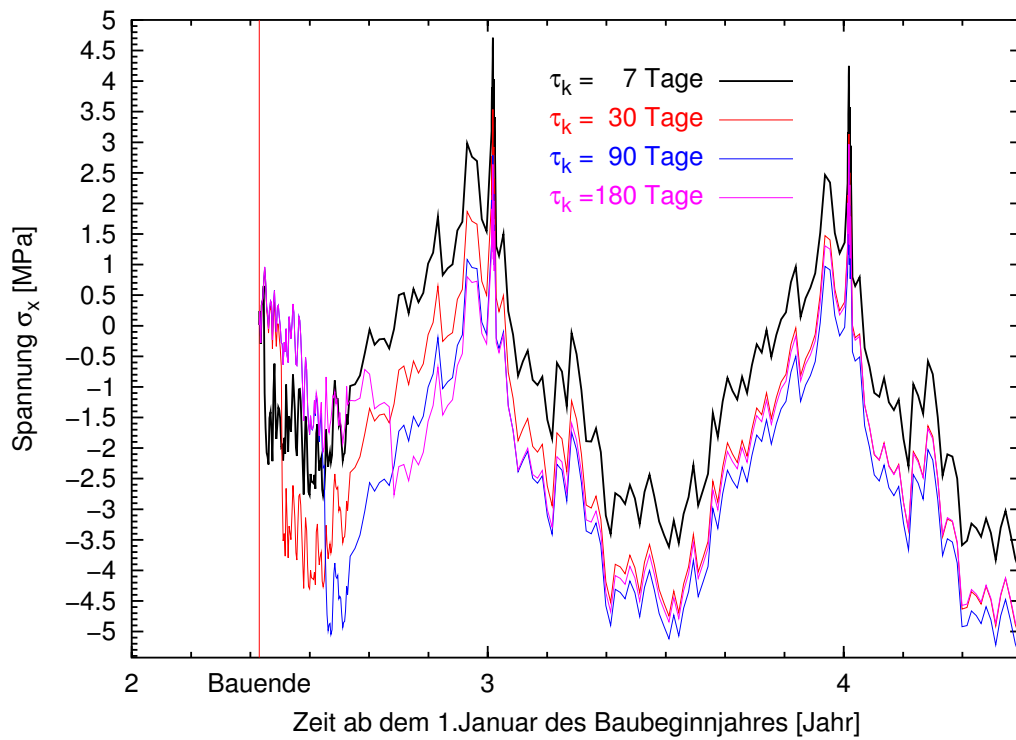


Abb. C.58: Entwicklung von σ_x (in der Mitte, 382.0 müNN) bei unterschiedlichen τ_k und 3D-Modell mit $b = 15$ m

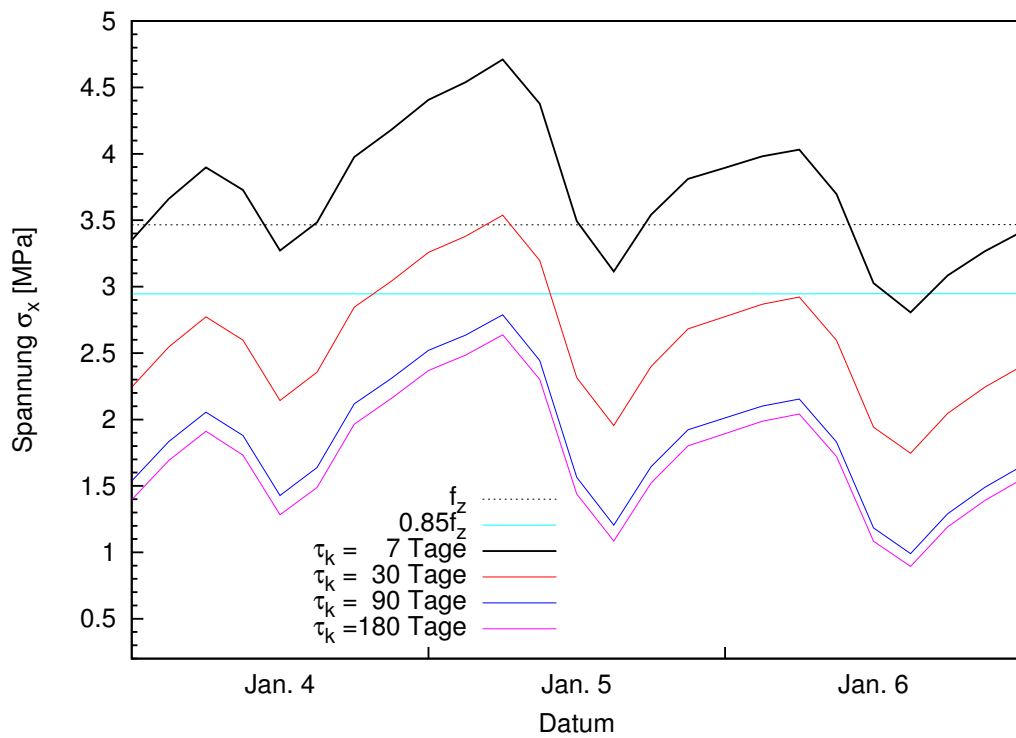


Abb. C.59: Entwicklung von σ_x Anfang Januar Jahr 4 (in der Mitte, 382.0 müNN) bei unterschiedlichen τ_k und 3D-Modell mit $b = 15$ m

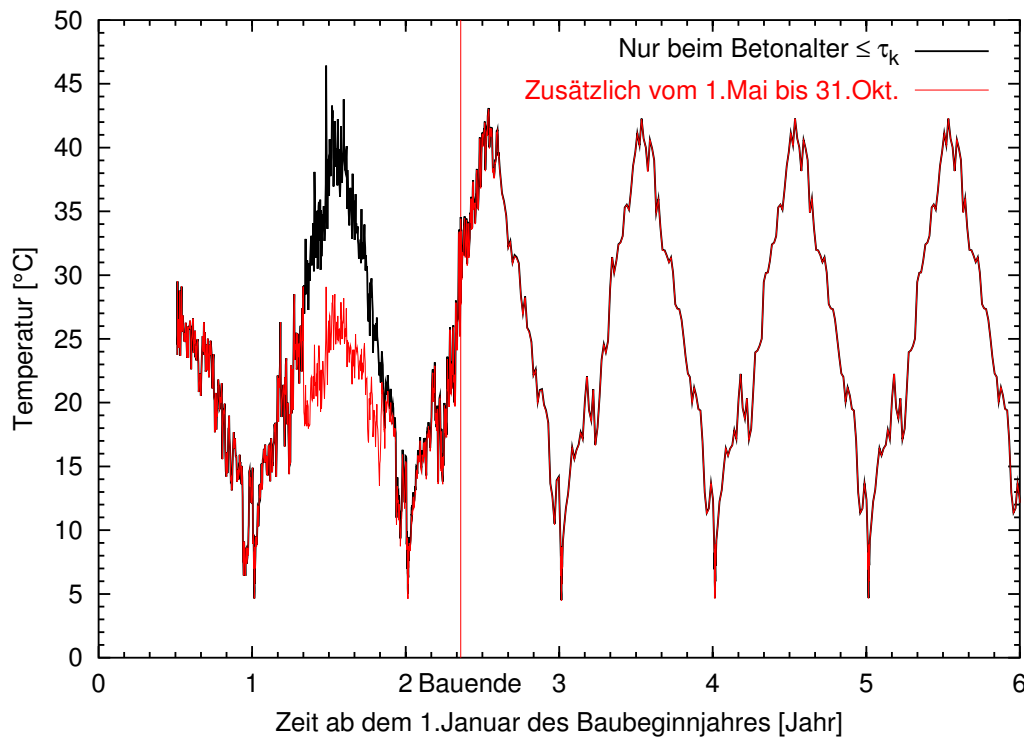


Abb. C.60: Temperaturentwicklung (auf der Luftseite, 231.5 müNN) bei mit und ohne zusätzlicher Kühlung

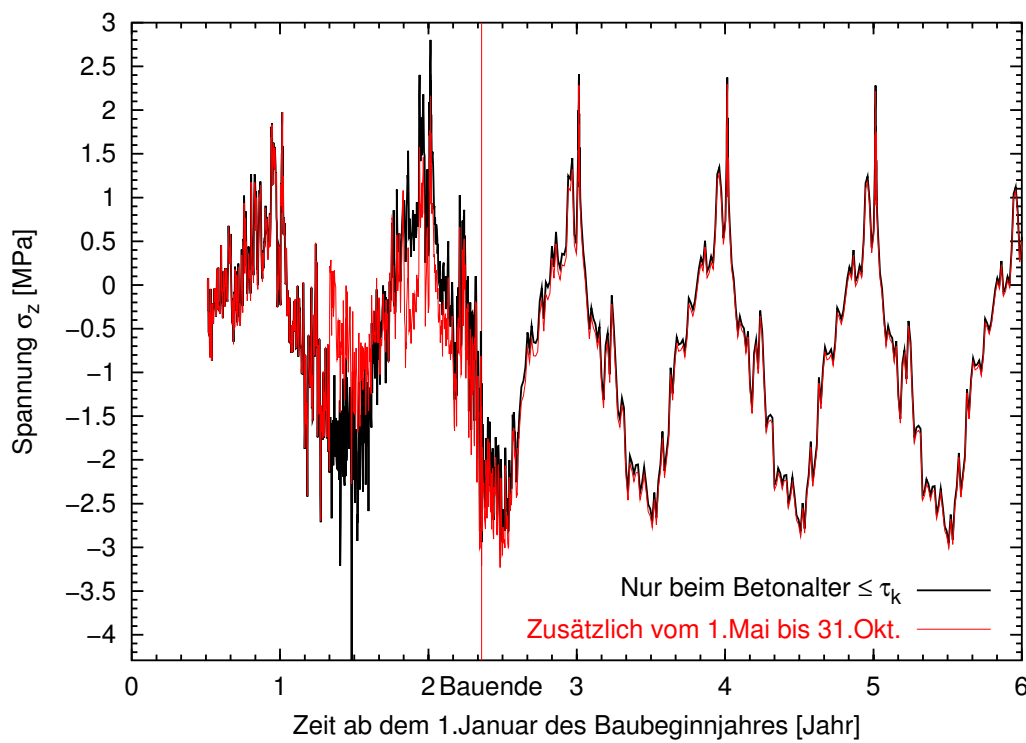


Abb. C.61: Entwicklung von σ_z (auf der Luftseite, 231.5 müNN) bei mit und ohne zusätzlicher Kühlung

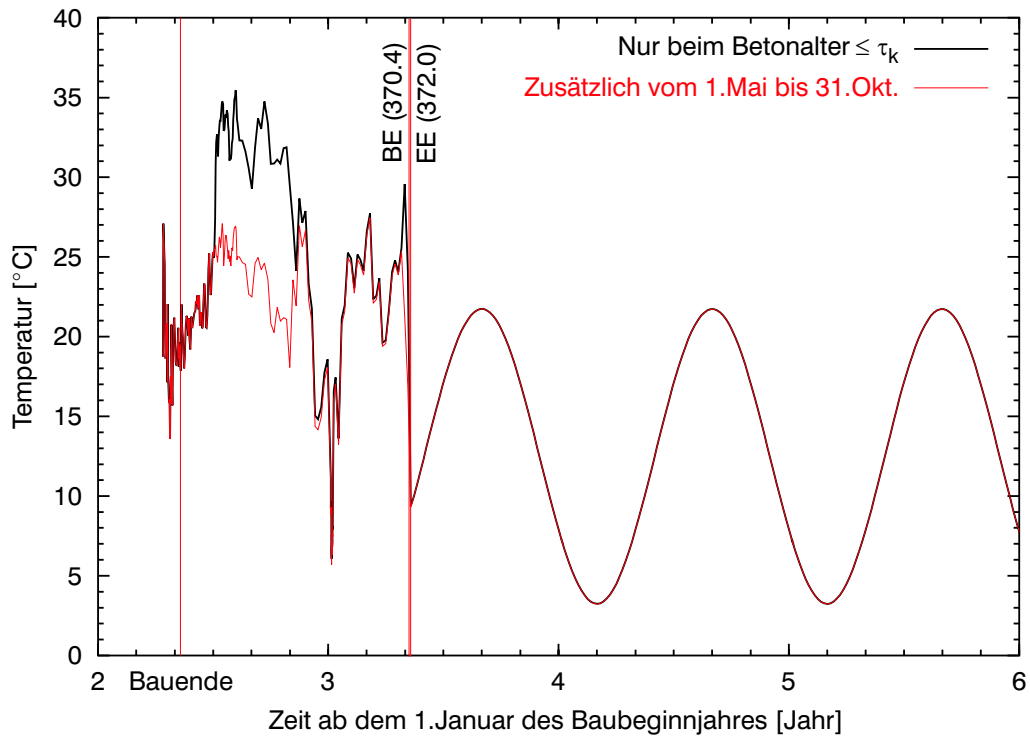


Abb. C.62: Temperaturentwicklung (auf der Wasserseite, 370.4 müNN) bei mit und ohne zusätzlicher Kühlung

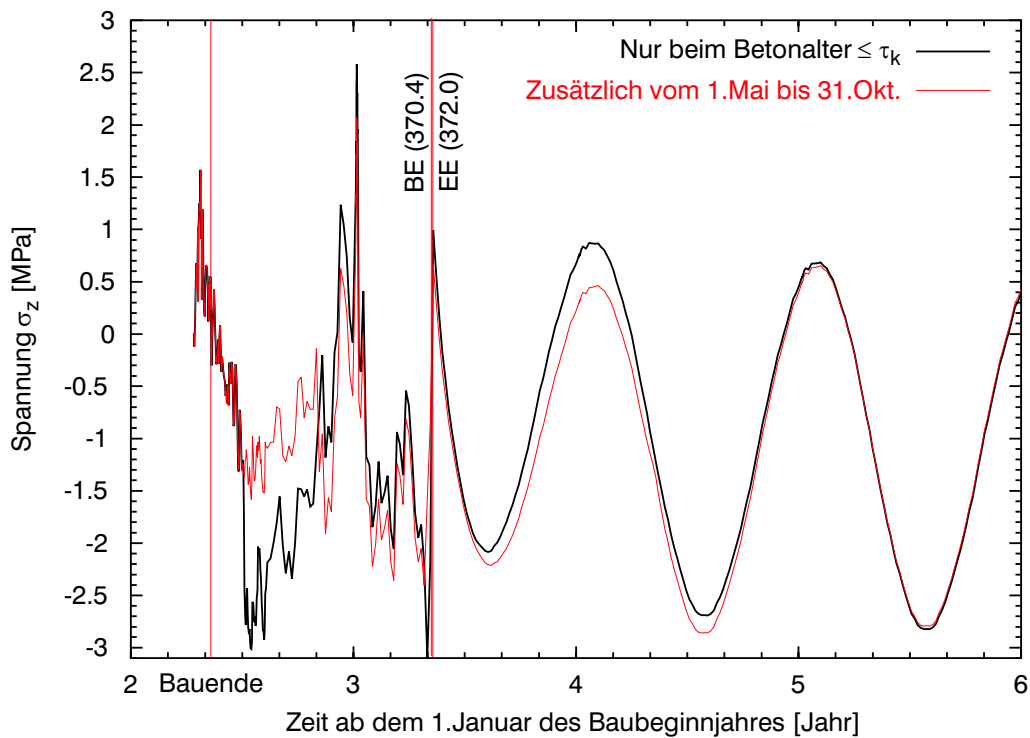


Abb. C.63: Entwicklung von σ_z (auf der Wasserseite, 370.4 müNN) bei mit und ohne zusätzlicher Kühlung

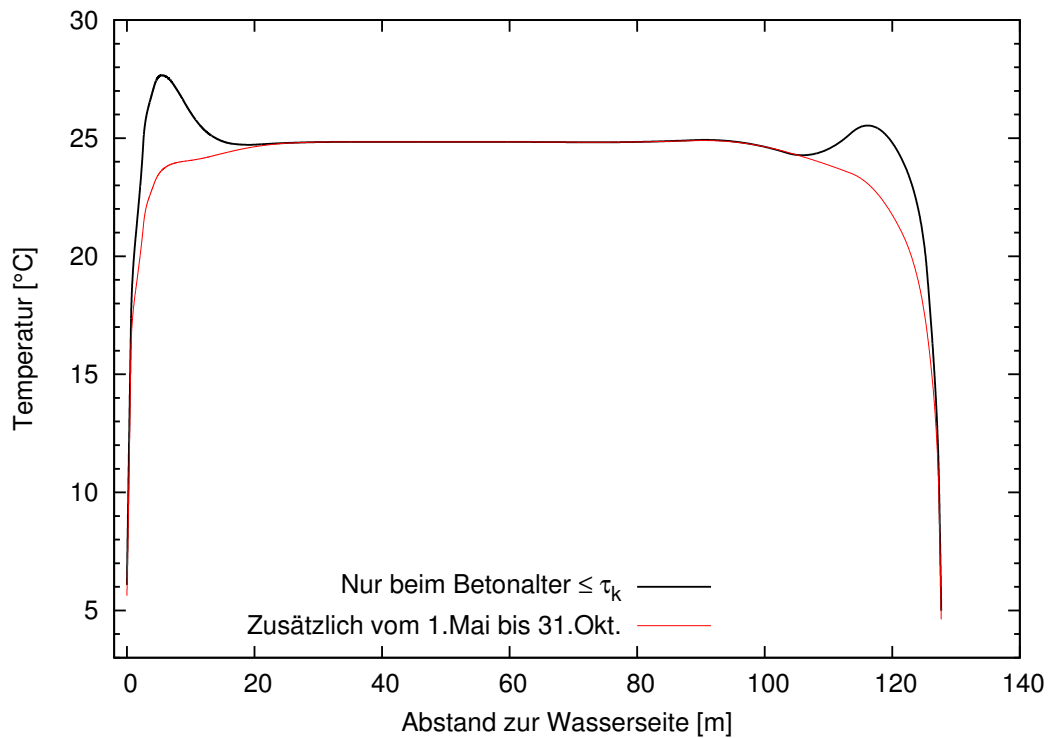


Abb. C.64: Temperaturverteilung auf der Höhe 231.5 müNN um 7:00 Uhr am 5.Januar Jahr 3 bei mit und ohne zusätzlicher Kühlung

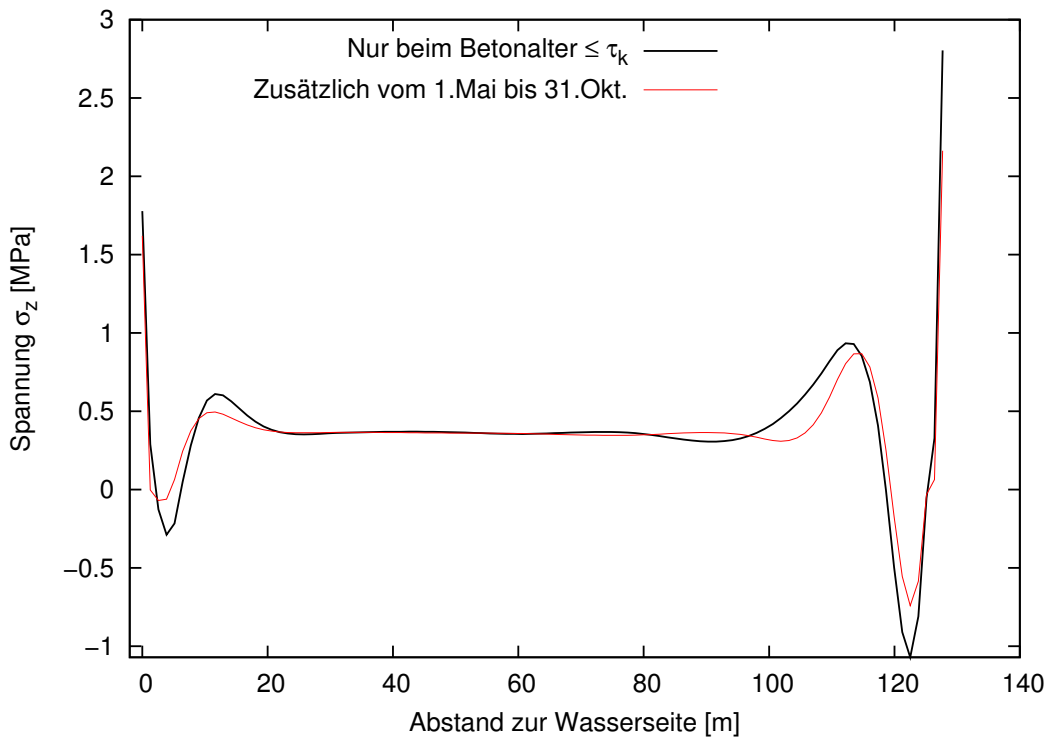


Abb. C.65: Verteilung von σ_z auf der Höhe 231.5 müNN um 7:00 Uhr am 5.Januar Jahr 3 bei mit und ohne zusätzlicher Kühlung

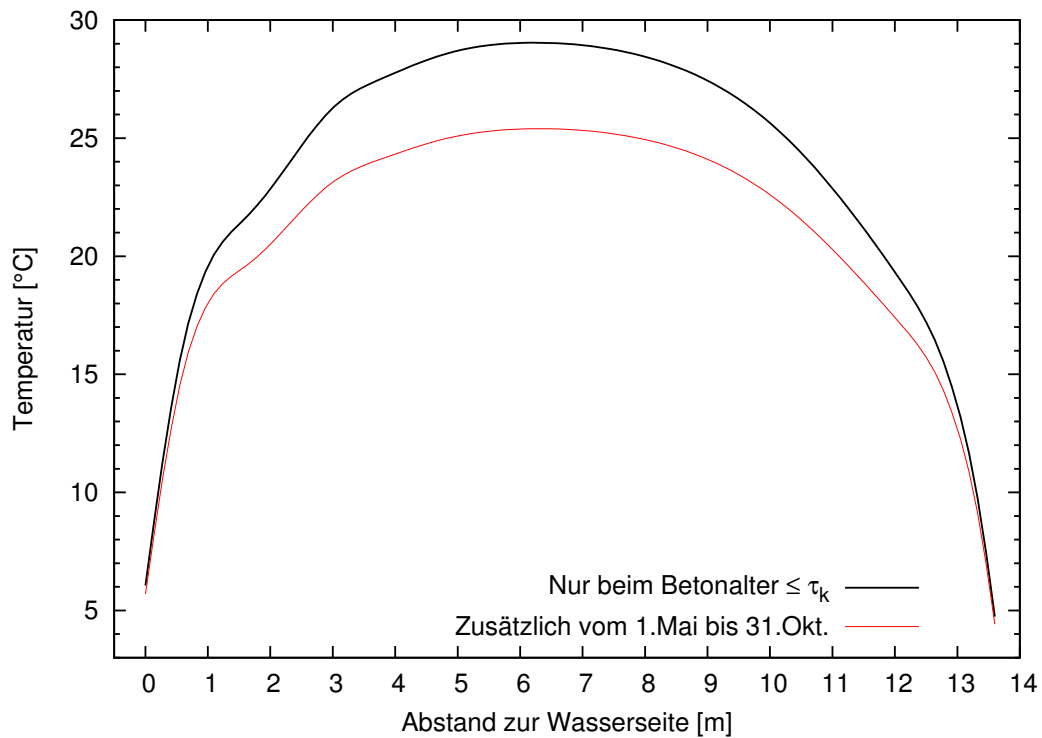


Abb. C.66: Temperaturverteilung auf der Höhe 370.4 müNN um 7:00 Uhr am 5.Januar Jahr 4 bei mit und ohne zusätzlicher Kühlung

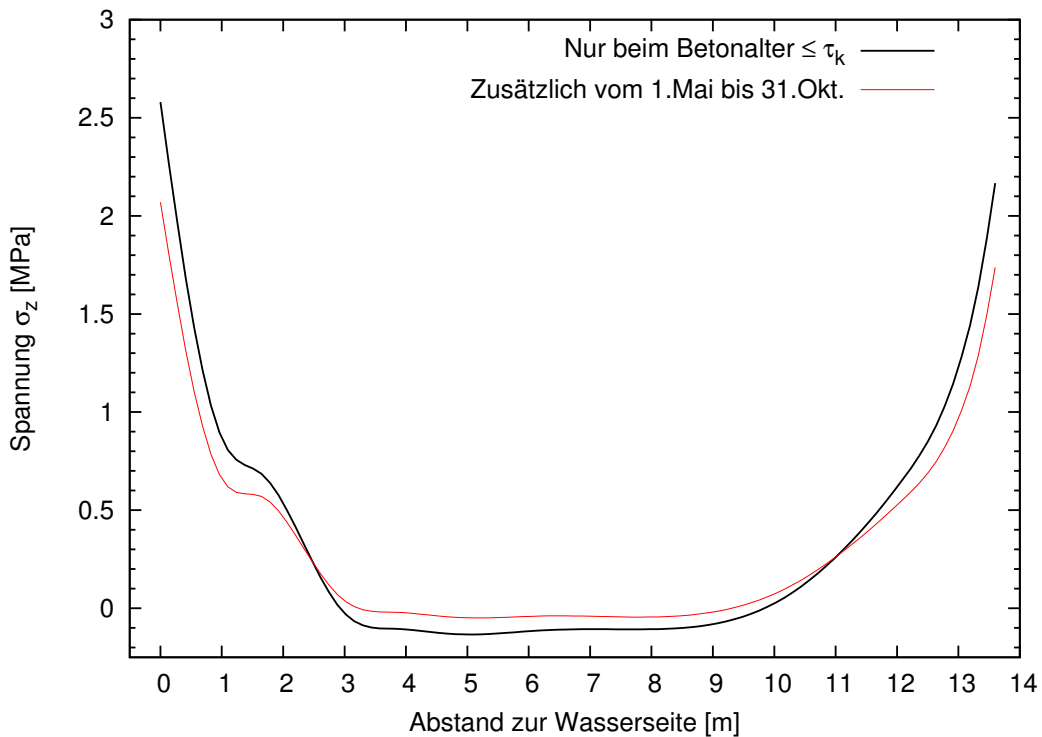


Abb. C.67: Verteilung von σ_z auf der Höhe 370.4 müNN um 7:00 Uhr am 5.Januar Jahr 4 bei mit und ohne zusätzlicher Kühlung

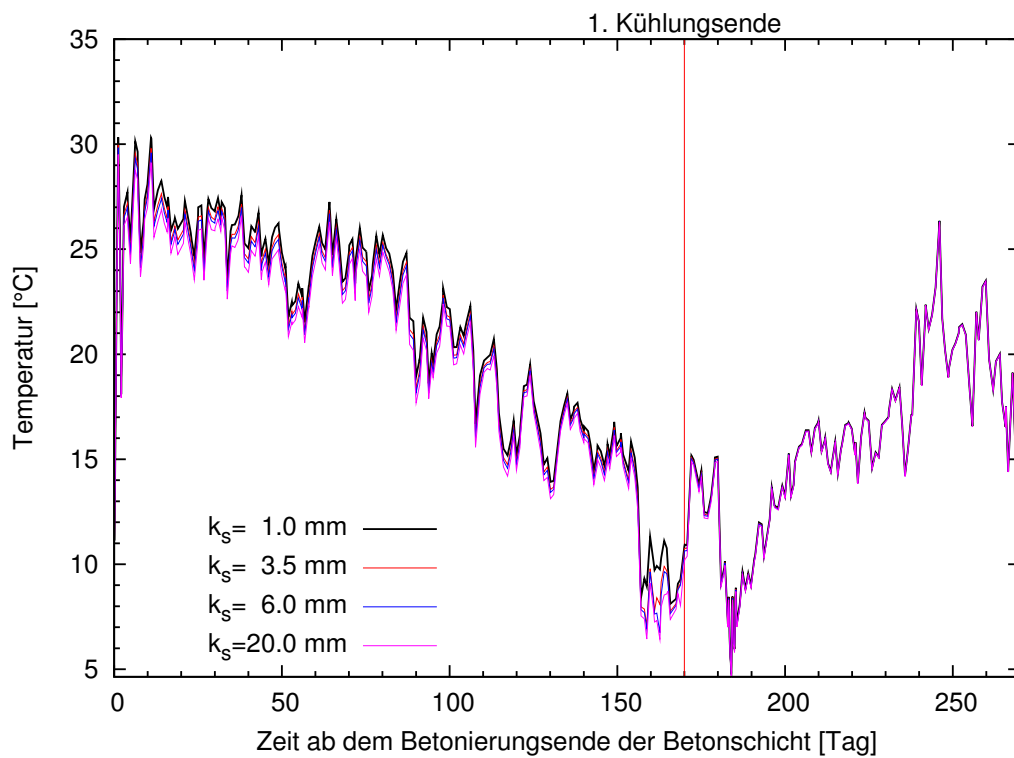


Abb. C.68: Temperaturentwicklung in den ersten Monaten (auf der Luftseite, 231.5 müNN) bei unterschiedlichen k_s

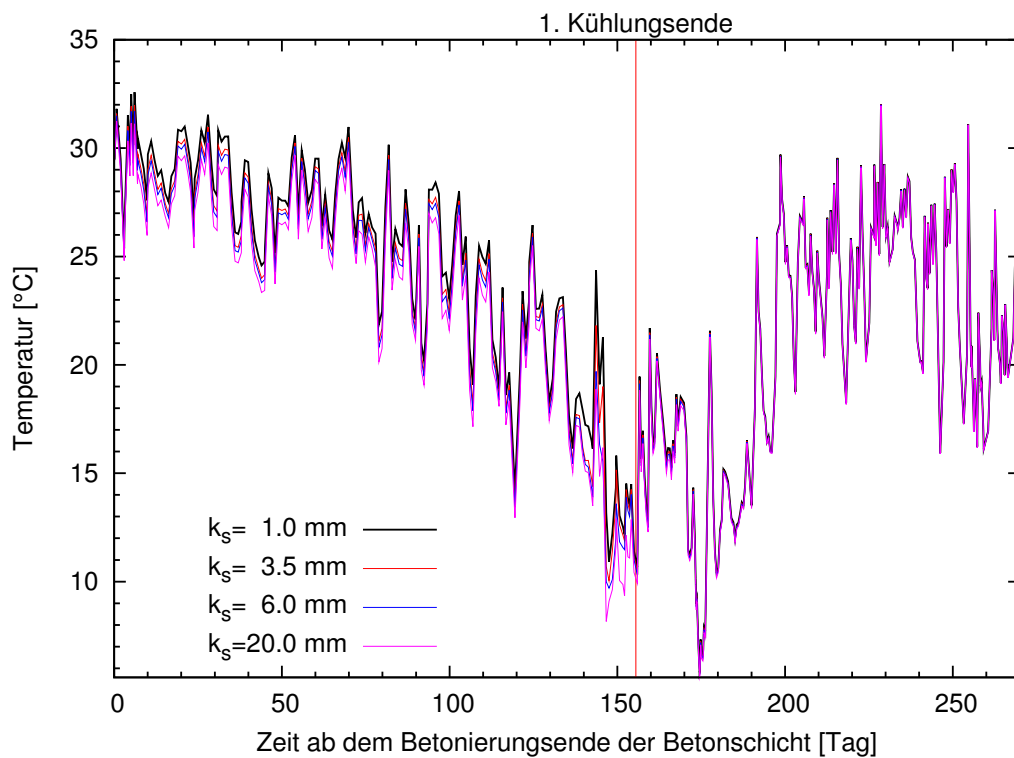


Abb. C.69: Temperaturentwicklung in den ersten Monaten (auf der Wasserseite, 286.1 müNN) bei unterschiedlichen k_s

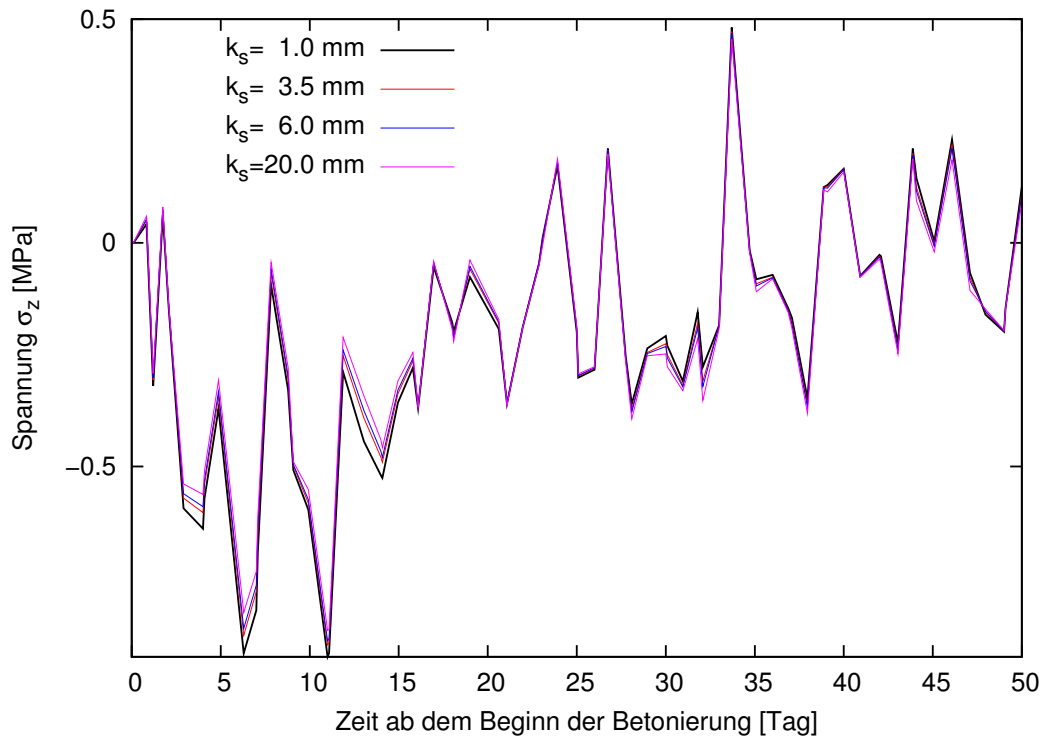


Abb. C.70: Entwicklung von σ_z in den ersten Wochen (auf der Luftseite, 231.5 müNN) bei unterschiedlichen k_s und 3D-Modell mit $b = 15$ m

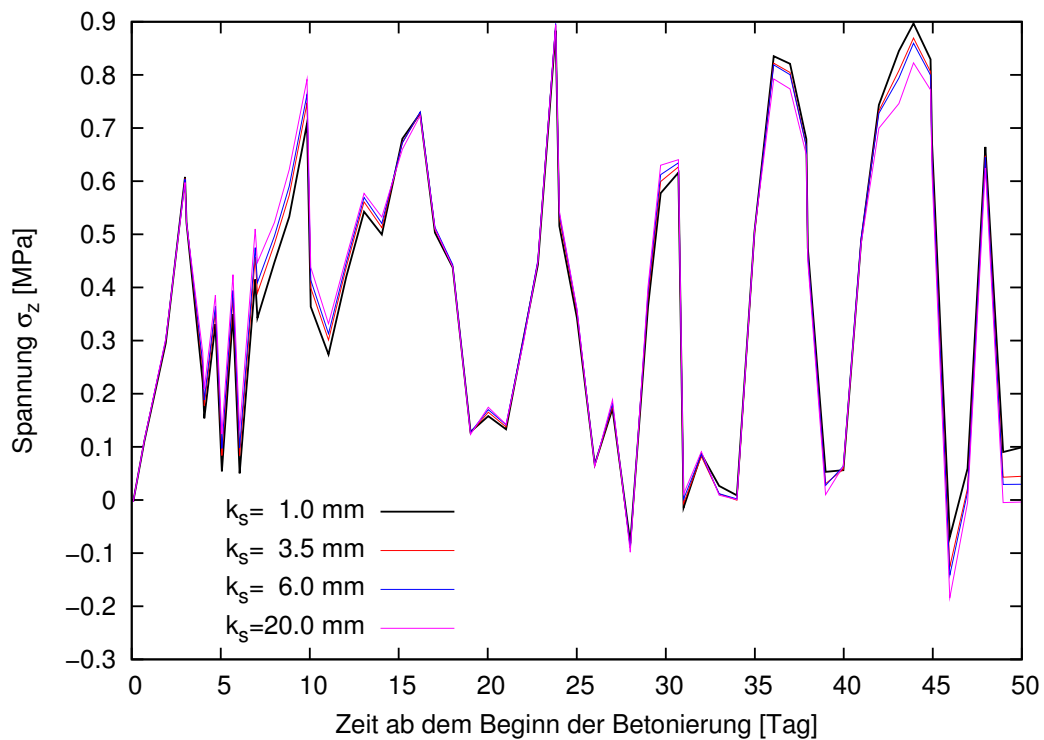


Abb. C.71: Entwicklung von σ_z in den ersten Wochen (auf der Luftseite, 286.1 müNN) bei unterschiedlichen k_s und 3D-Modell mit $b = 15$ m

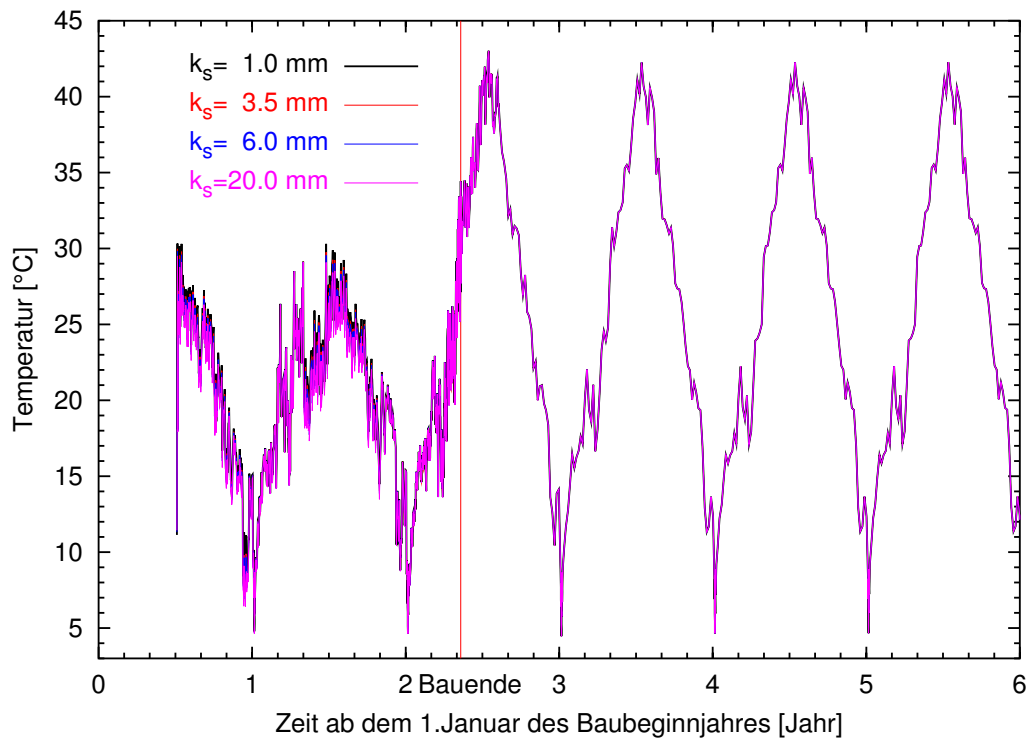


Abb. C.72: Temperaturentwicklung (auf der Luftseite, 231.5 müNN) bei unterschiedlichen k_s

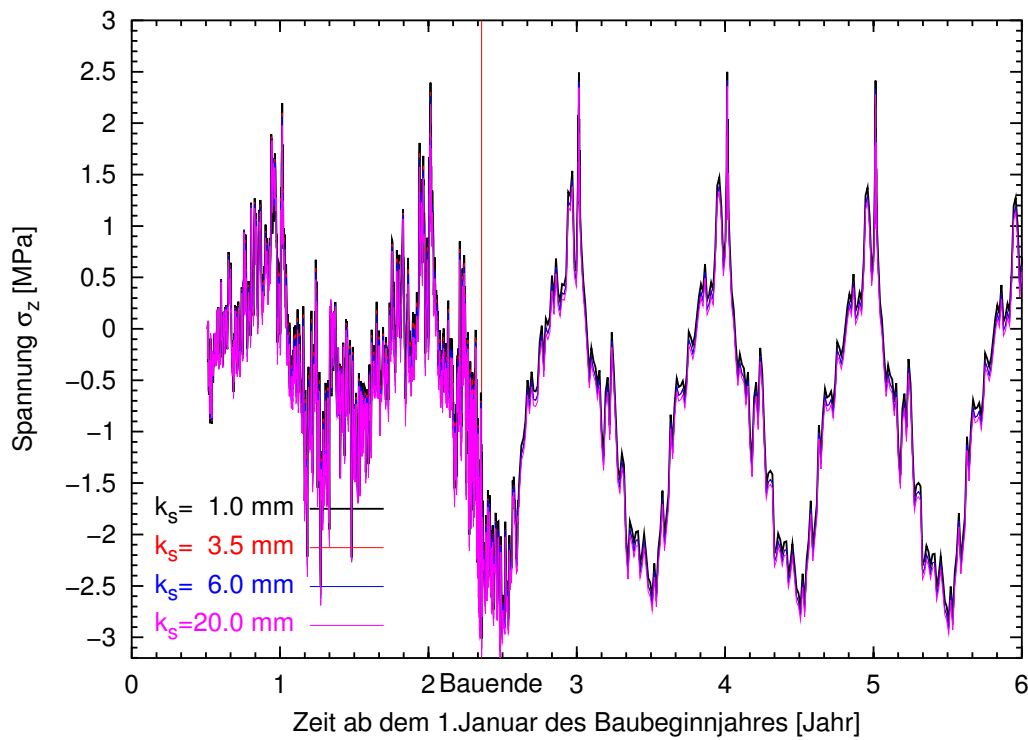


Abb. C.73: Entwicklung von σ_z (auf der Luftseite, 231.5 müNN) bei unterschiedlichen k_s und 3D-Modell mit $b = 15$ m

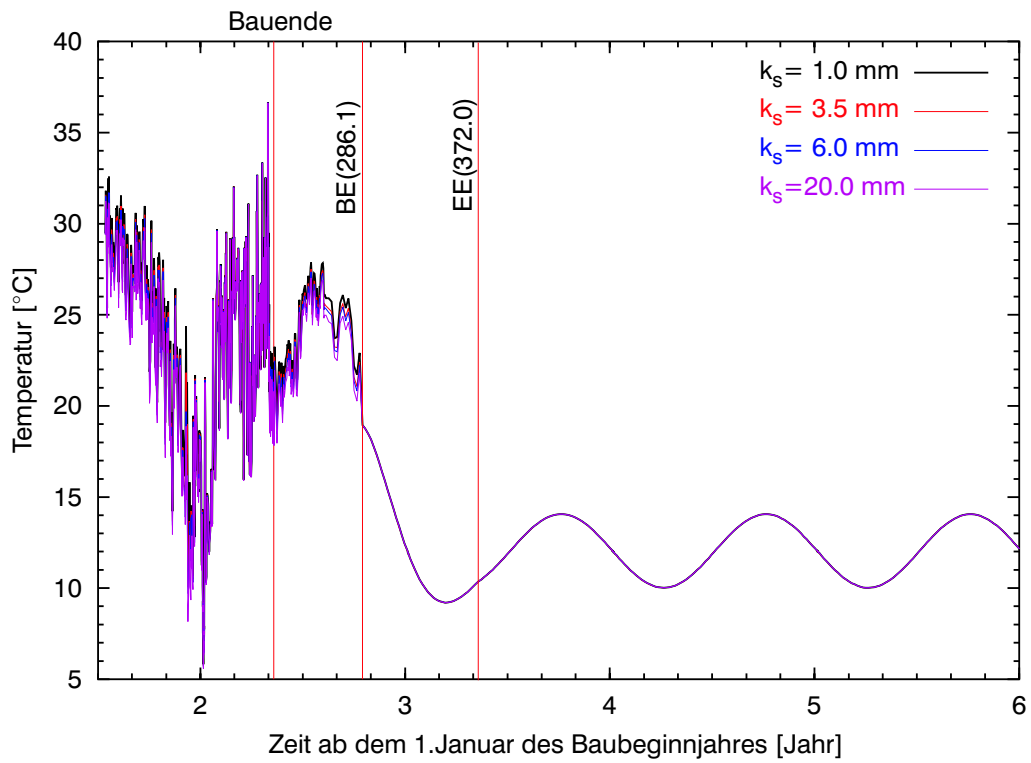


Abb. C.74: Temperaturentwicklung (auf der Wasserseite, 286.1 müNN) bei unterschiedlichen k_s

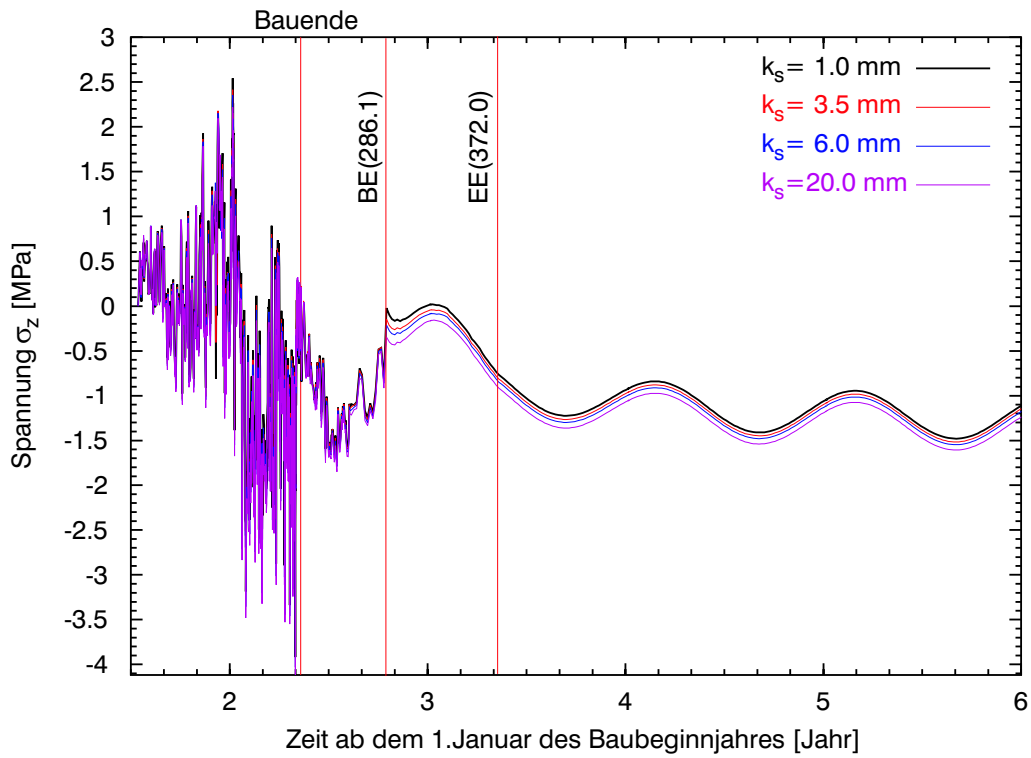


Abb. C.75: Entwicklung von σ_z (auf der Wasserseite, 286.1 müNN) bei unterschiedlichen k_s und 3D-Modell mit $b = 15$ m

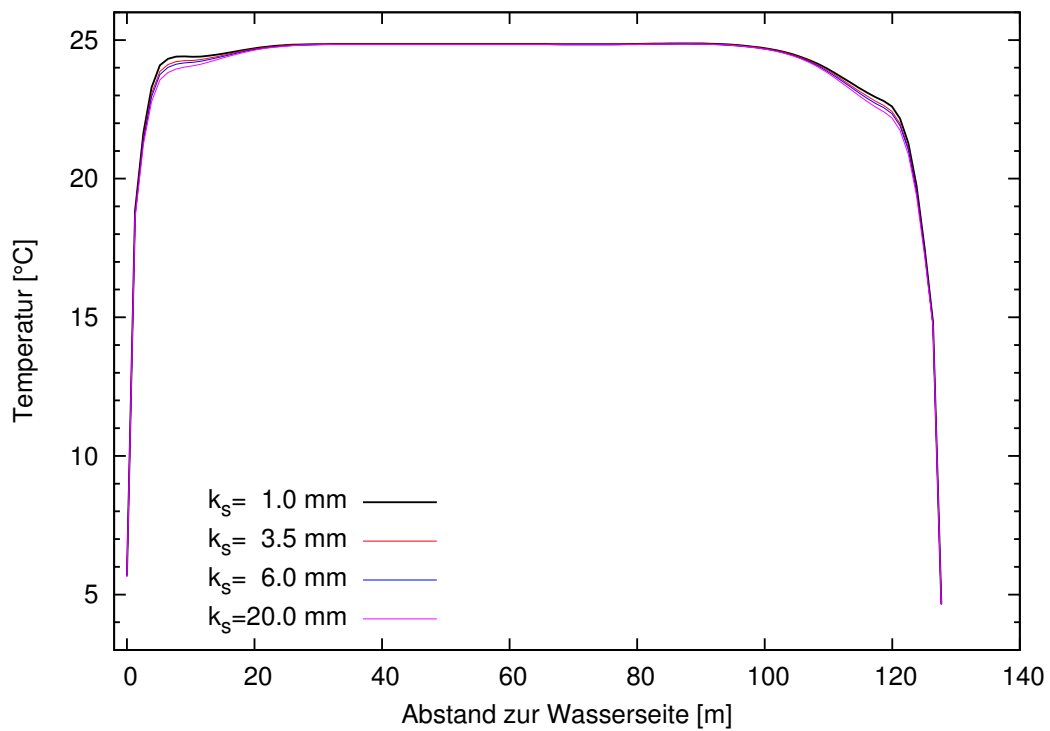


Abb. C.76: Temperaturverteilung auf der Höhe 231.5 müNN um 7:00 Uhr am 5. Januar Jahr 3 bei unterschiedlichen k_s

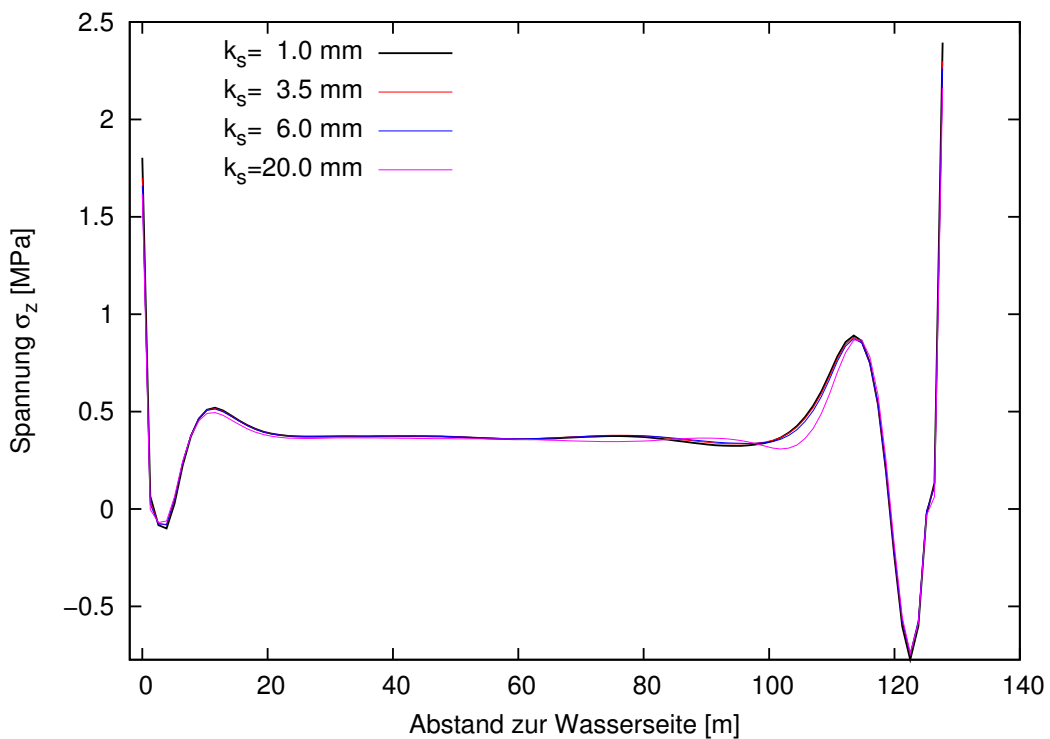


Abb. C.77: Verteilung von σ_z auf der Höhe 231.5 müNN um 7:00 Uhr am 5. Januar Jahr 3 bei unterschiedlichen k_s und 3D-Modell mit $b = 15$ m

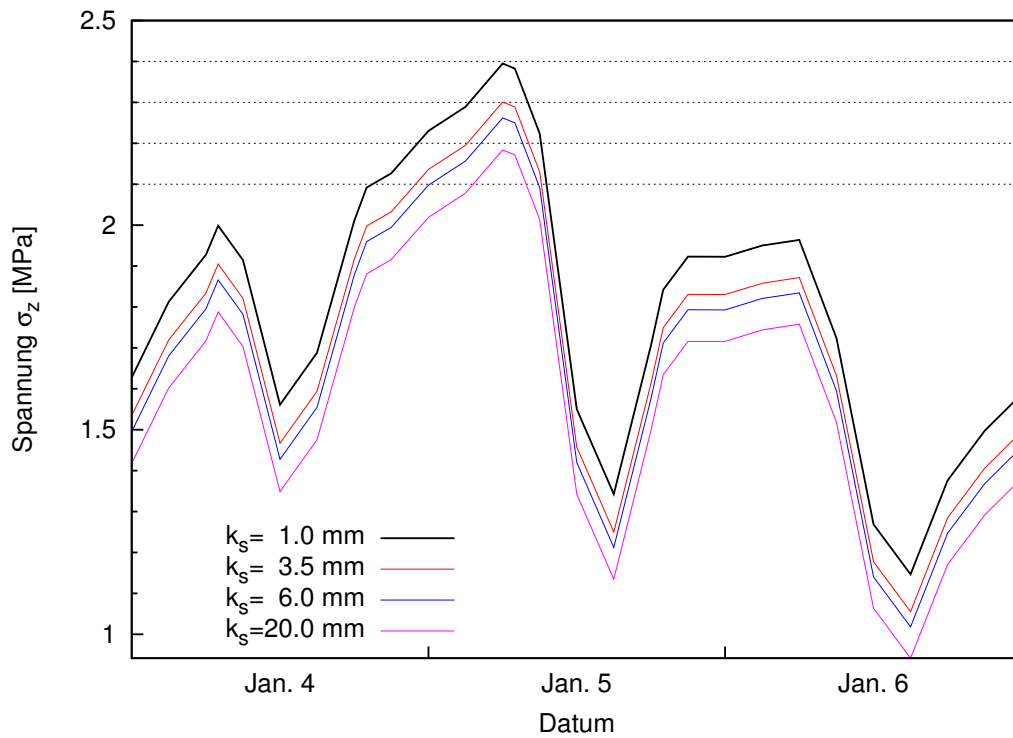


Abb. C.78: Entwicklung von σ_z Anfang Januar Jahr 3 (auf der Luftseite, 231.5 müNN) bei unterschiedlichen k_s und 3D-Modell mit $b = 15$ m

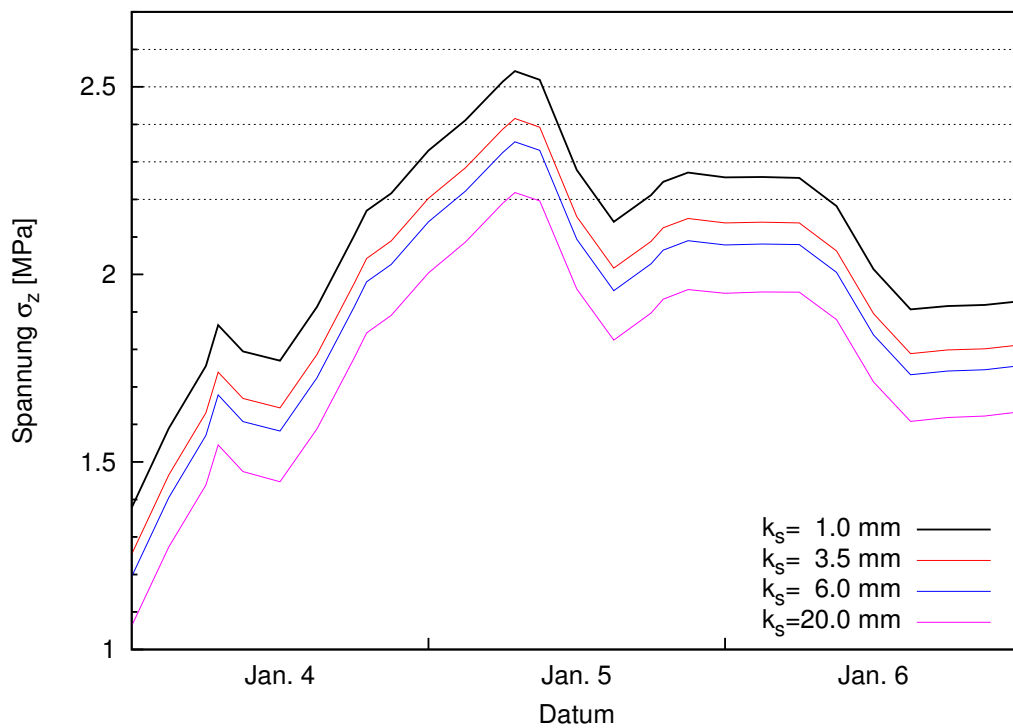


Abb. C.79: Entwicklung von σ_z Anfang Januar Jahr 3 (auf der Wasserseite, 286.1 müNN) bei unterschiedlichen k_s und 3D-Modell mit $b = 15$ m

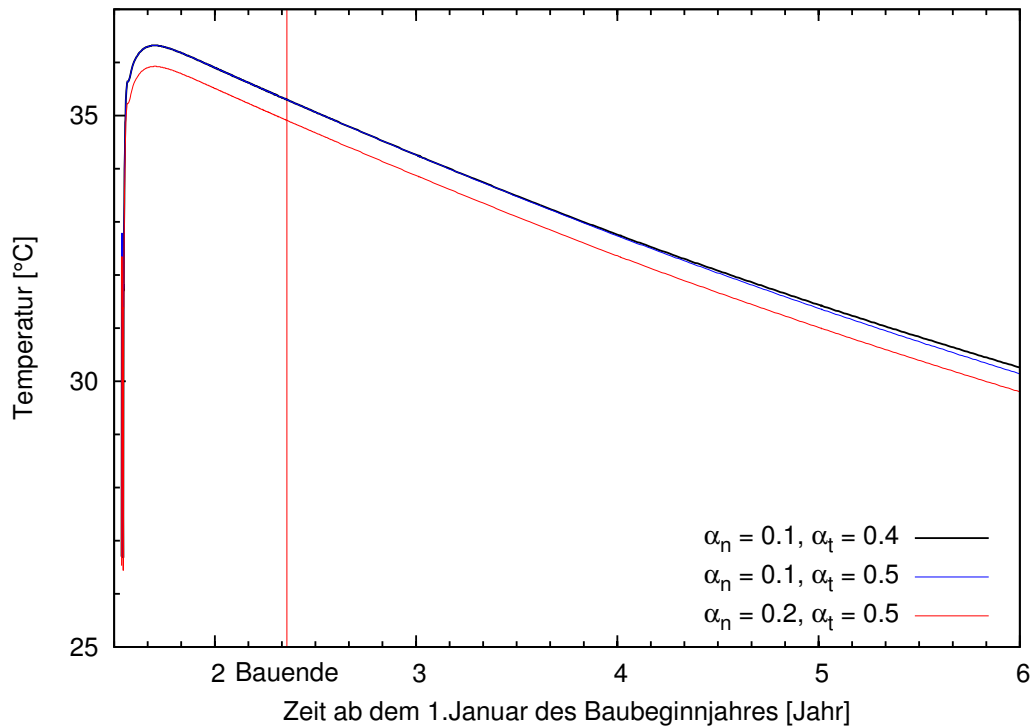


Abb. C.80: Temperaturentwicklung (in der Mitte, 286.1 müNN) bei unterschiedlichen Albedos

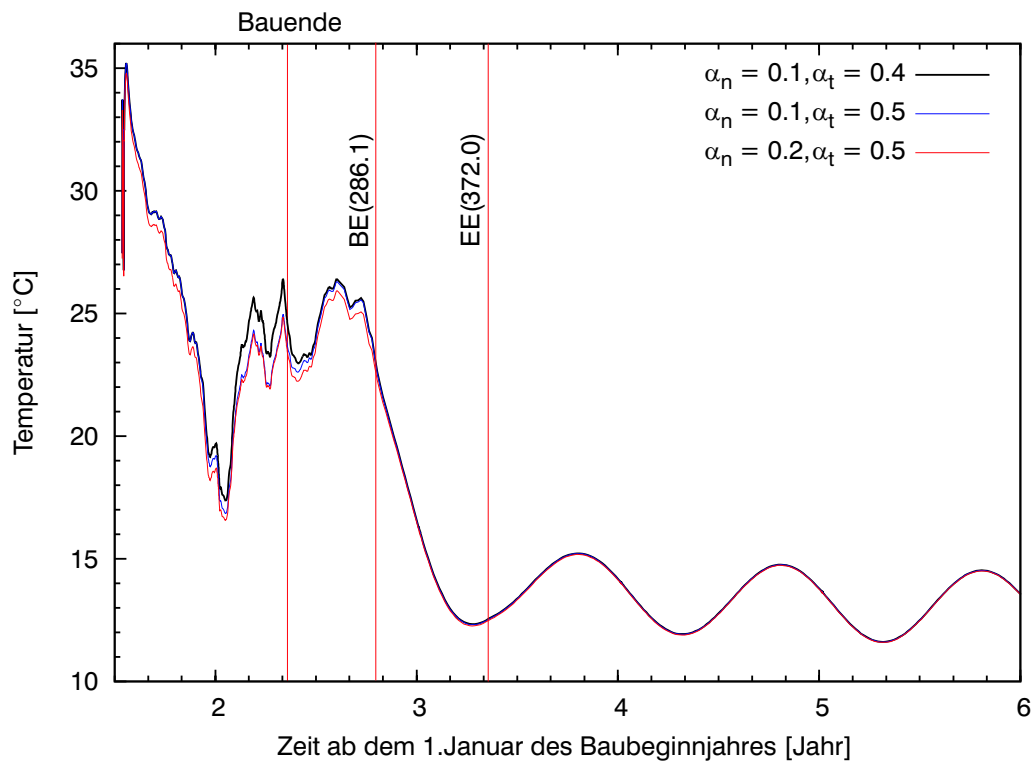


Abb. C.81: Temperaturentwicklung (1 m zur Wasserseite, 286.1 müNN) bei unterschiedlichen Albedos

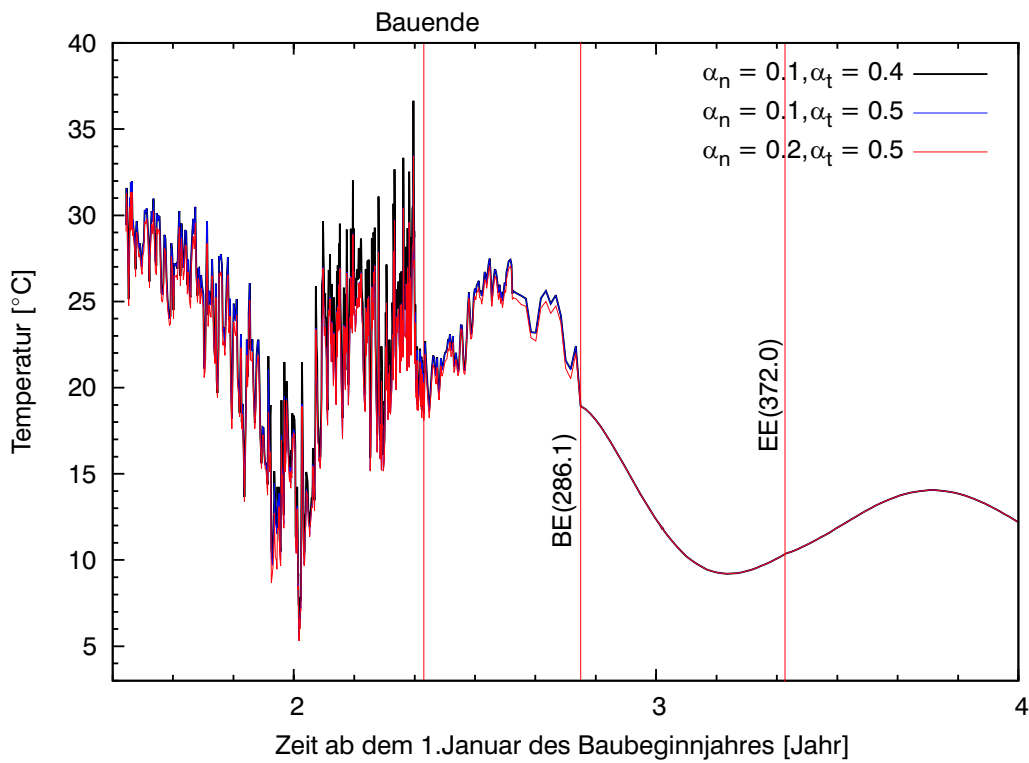


Abb. C.82: Temperaturentwicklung (auf der Wasserseite, 286.1 müNN) bei unterschiedlichen Albedos

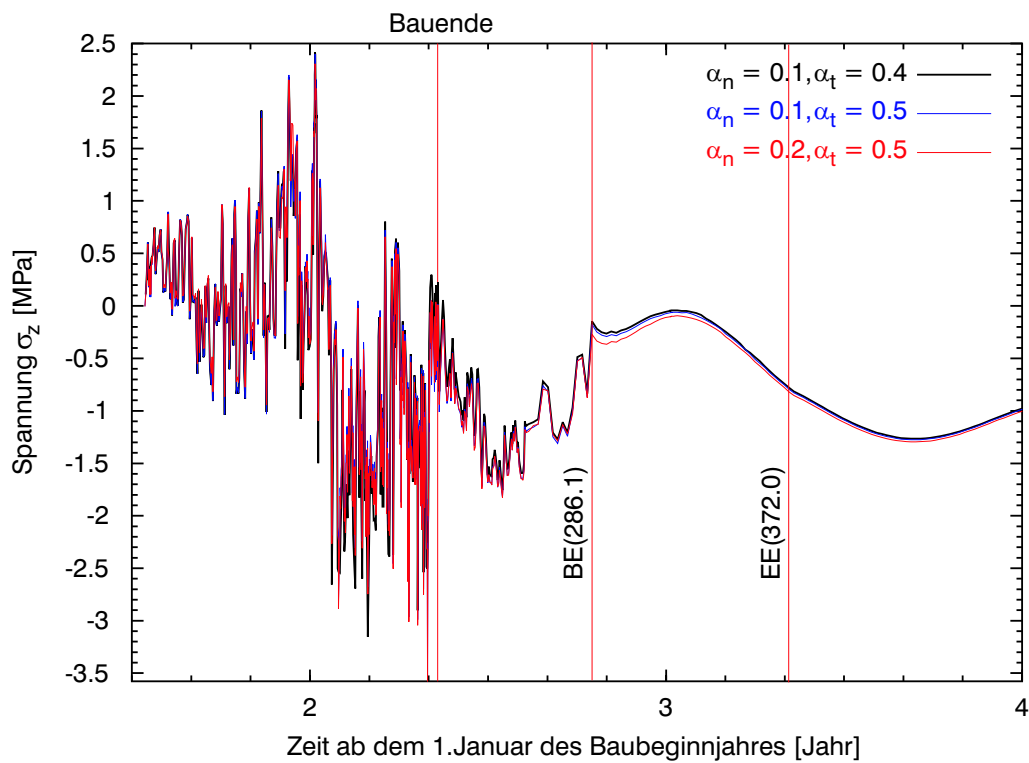


Abb. C.83: Entwicklung von σ_z (auf der Wasserseite, 286.1 müNN) bei unterschiedlichen Albedos und 3D-Modell mit $b = 15$ m

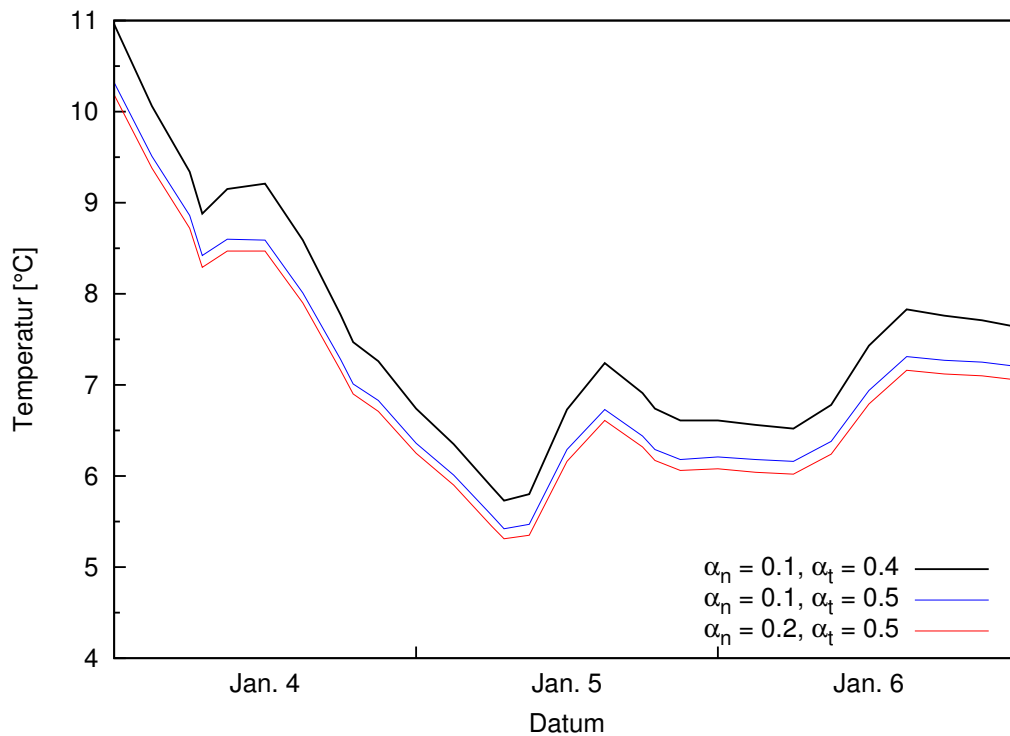


Abb. C.84: Temperatrentwicklung Anfang Januar Jahr 3 (auf der Wasserseite, 286.1 müNN) bei unterschiedlichen Albedos

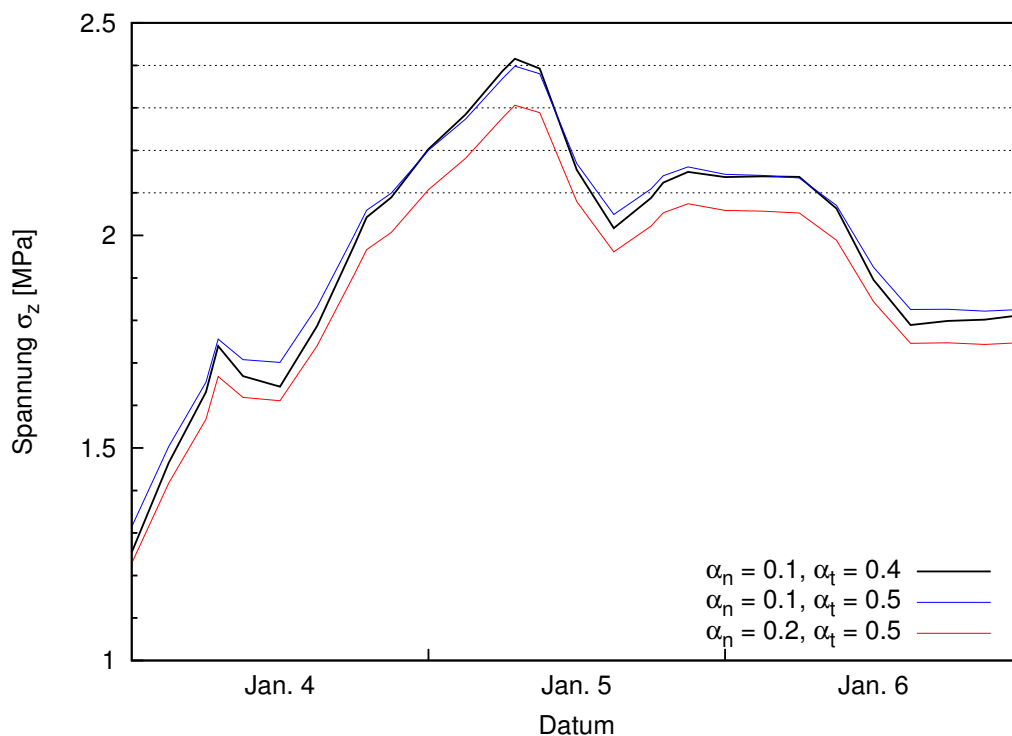


Abb. C.85: Entwicklung von σ_z Anfang Januar Jahr 3 (auf der Wasserseite, 286.1 müNN) bei unterschiedlichen Albedos und 3D-Modell mit $b = 15$ m

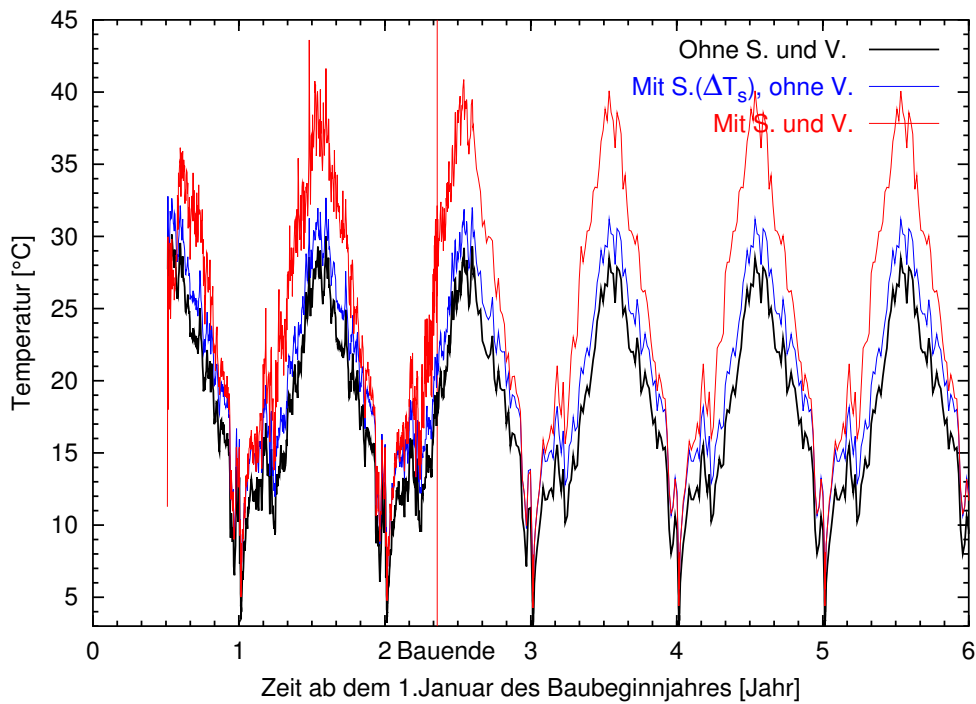


Abb. C.86: Temperaturentwicklung (auf der Luftseite, 231.5 müNN) bei Mit- und Nichtberücksichtigung der Sonnenstrahlung und Verdunstung

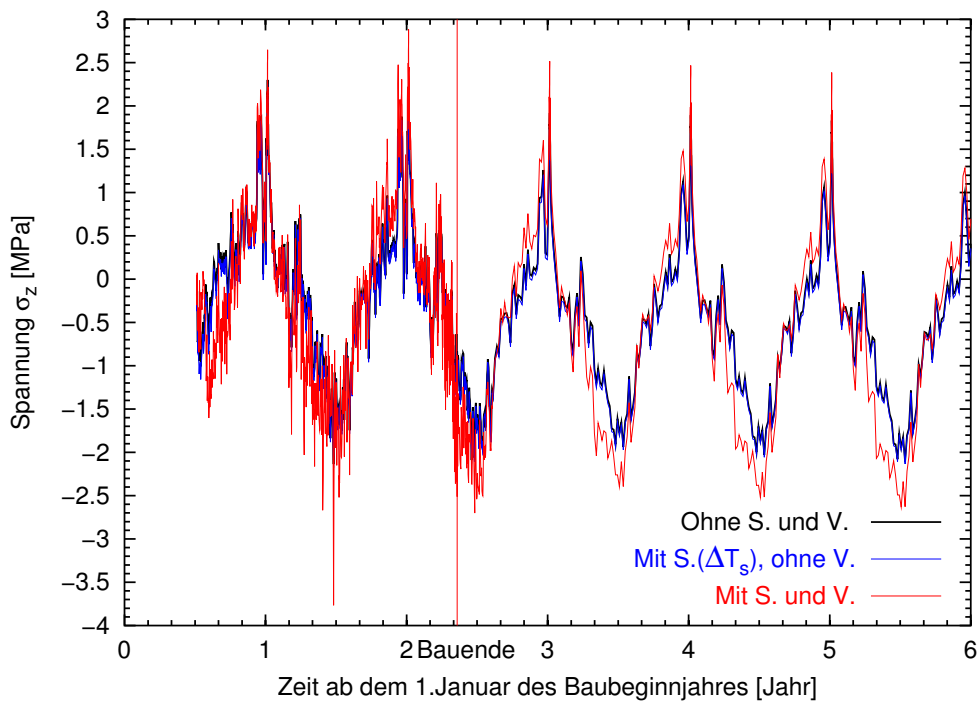


Abb. C.87: Entwicklung von σ_z (auf der Luftseite, 231.5 müNN) bei Mit- und Nichtberücksichtigung der Sonnenstrahlung und Verdunstung und 3D-Modell mit $b = 15$ m

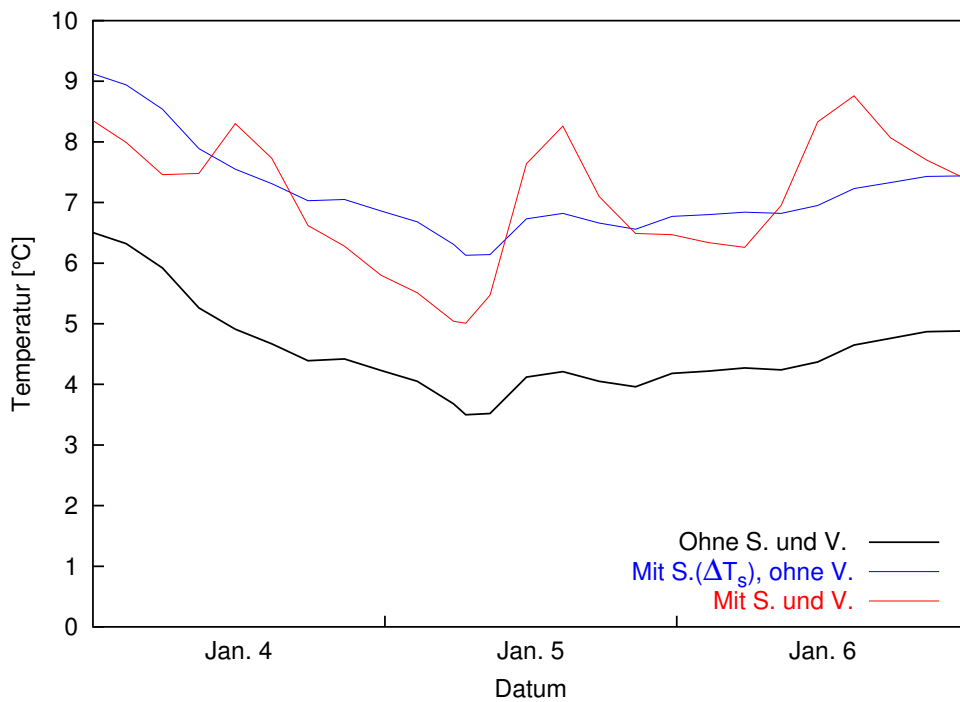


Abb. C.88: Temperaturentwicklung Anfang Januar Jahr 2 (auf der Luftseite, 231.5 müNN) bei Mit- und Nichtberücksichtigung der Sonnenstrahlung und Verdunstung

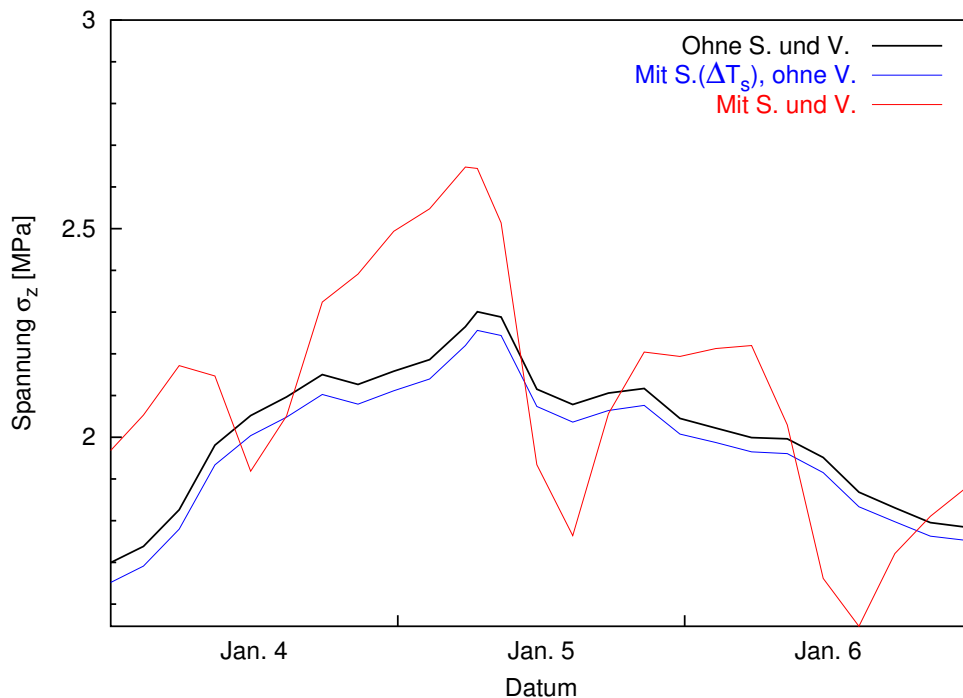


Abb. C.89: Entwicklung von σ_z Anfang Januar Jahr 2 (auf der Luftseite, 231.5 müNN) bei Mit- und Nichtberücksichtigung der Sonnenstrahlung und Verdunstung und 3D-Modell mit $b = 15$ m

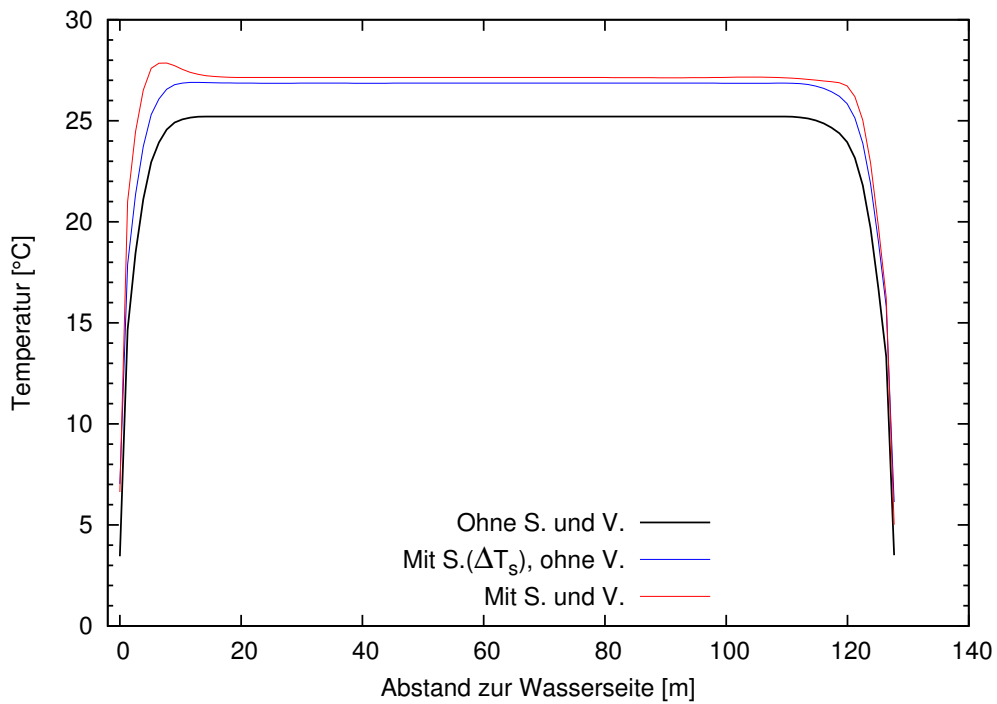


Abb. C.90: Temperaturverteilung auf der Höhe 231.5 müNN um 7:00 Uhr am 5. Januar Jahr 2 bei Mit- und Nichtberücksichtigung der Sonnenstrahlung und Verdunstung

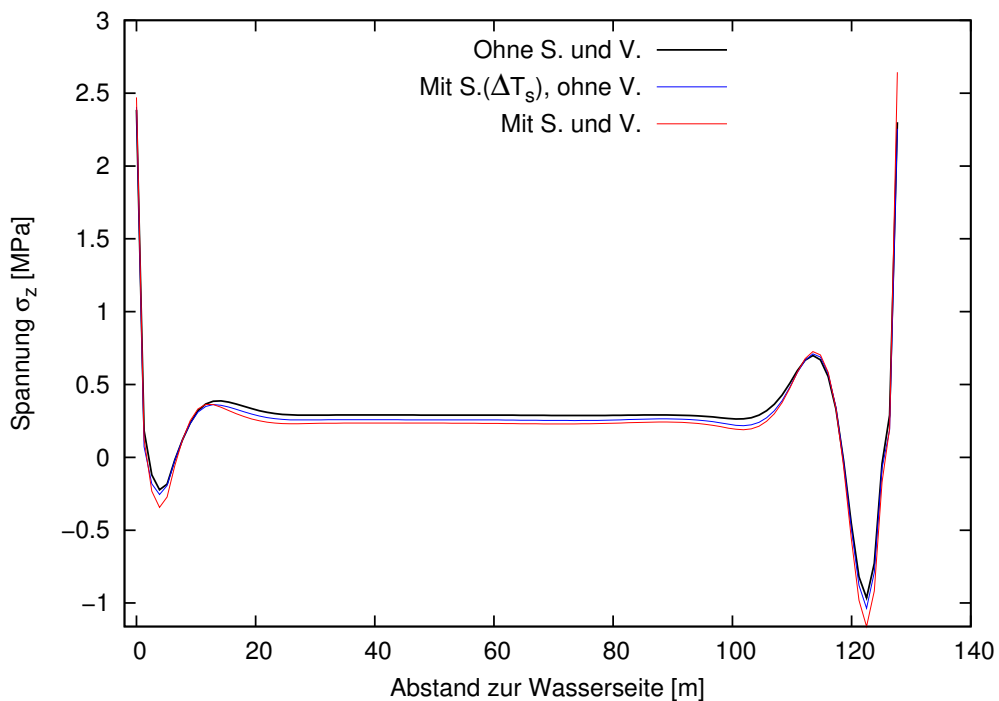


Abb. C.91: Verteilung von σ_z auf der Höhe 231.5 müNN um 7:00 Uhr am 5. Januar Jahr 2 bei Mit- und Nichtberücksichtigung der Sonnenstrahlung und Verdunstung und 3D-Modell mit $b = 15$ m

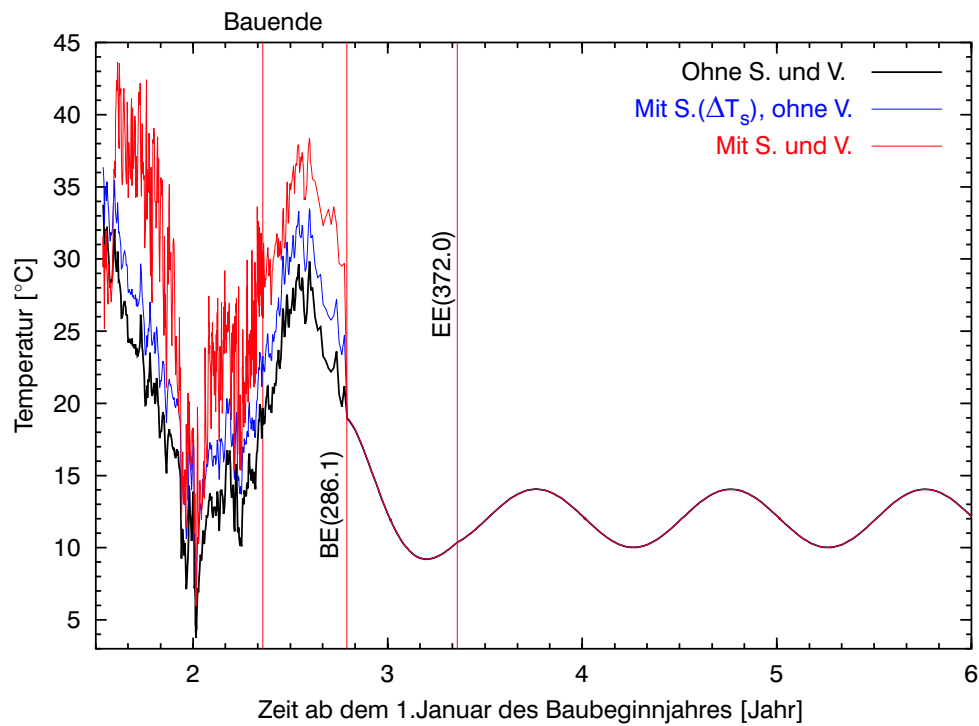


Abb. C.92: Temperaturentwicklung (auf der Wasserseite, 286.1 müNN) bei Mit- und Nichtberücksichtigung der Sonnenstrahlung und Verdunstung

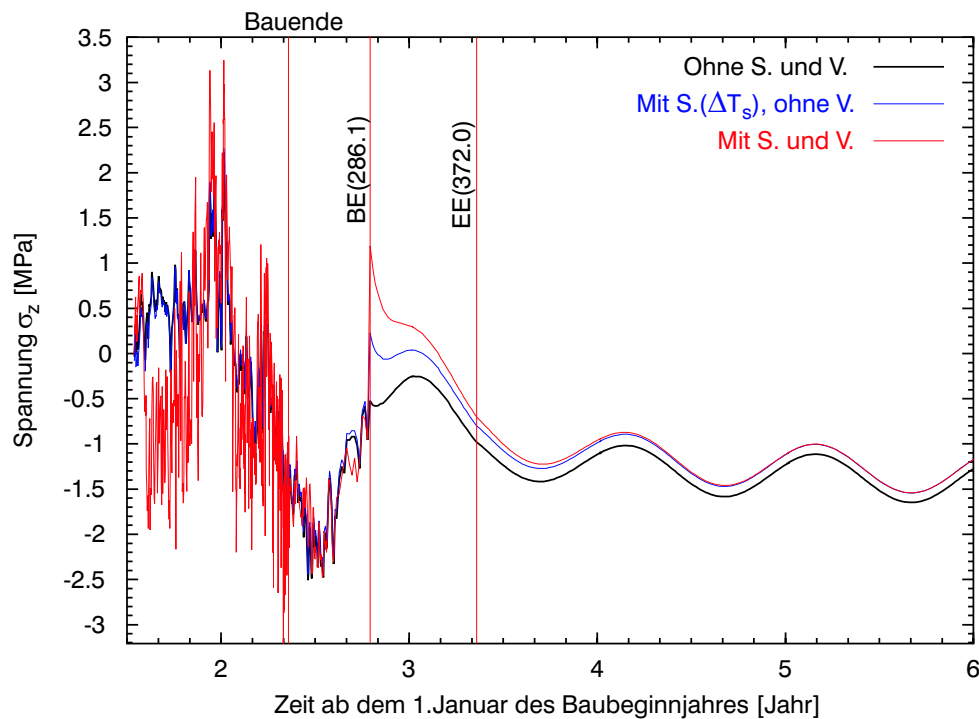


Abb. C.93: Entwicklung von σ_z (auf der Wasserseite, 286.1 müNN) bei Mit- und Nichtberücksichtigung der Sonnenstrahlung und Verdunstung und 3D-Modell mit $b = 15$ m

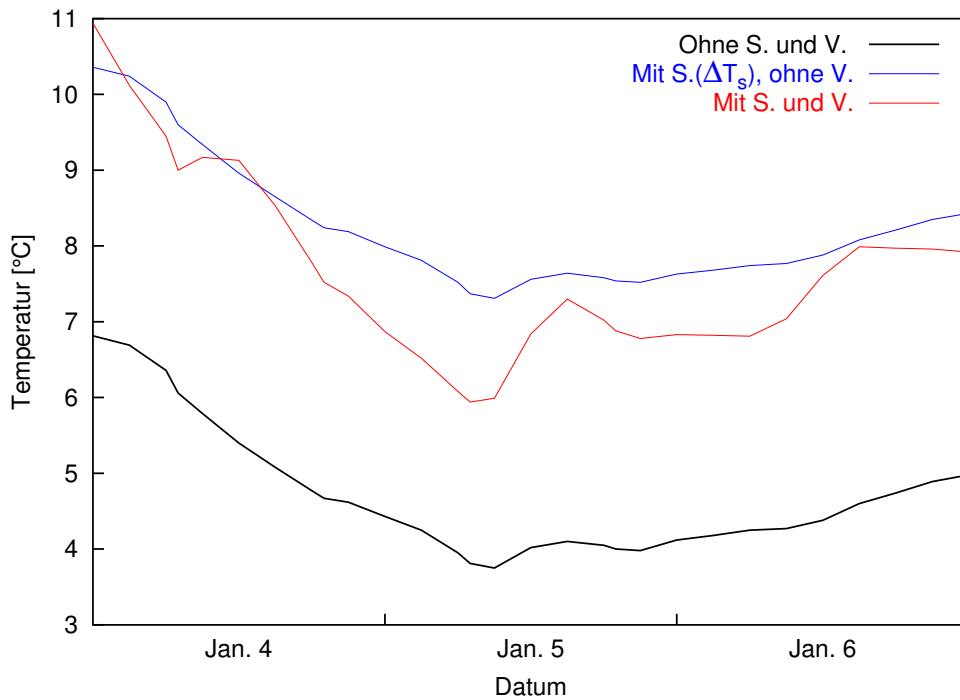


Abb. C.94: Temperaturentwicklung Anfang Januar Jahr 3 (auf der Wassenseite, 286.1 müNN) bei Mit- und Nichtberücksichtigung der Sonnenstrahlung und Verdunstung

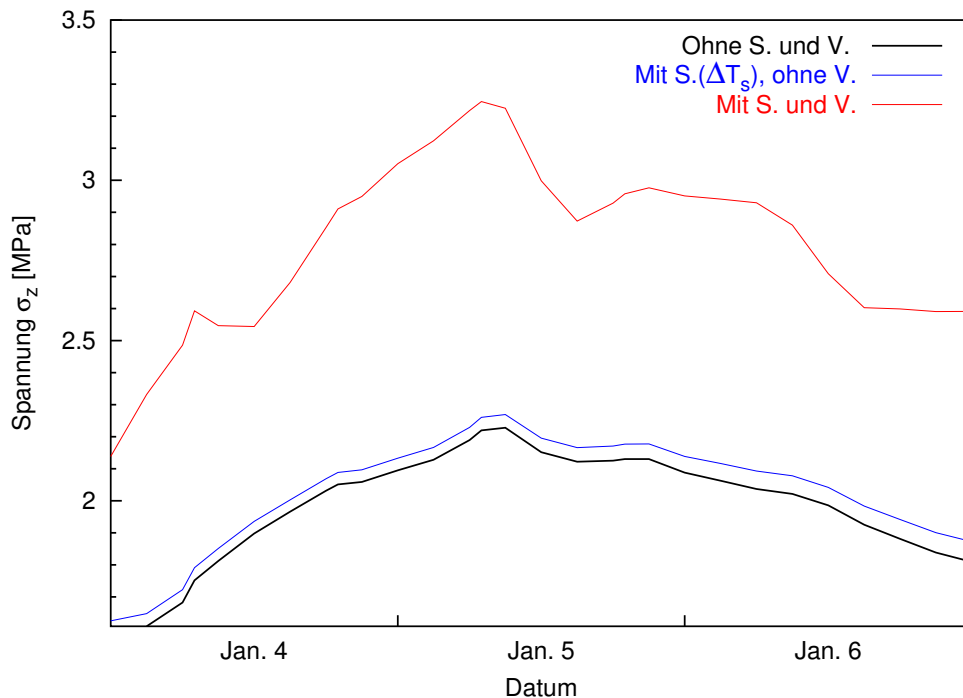


Abb. C.95: Entwicklung von σ_z Anfang Januar Jahr 3 (auf der Wassenseite, 286.1 müNN) bei Mit- und Nichtberücksichtigung der Sonnenstrahlung und Verdunstung und 3D-Modell mit $b = 15$ m

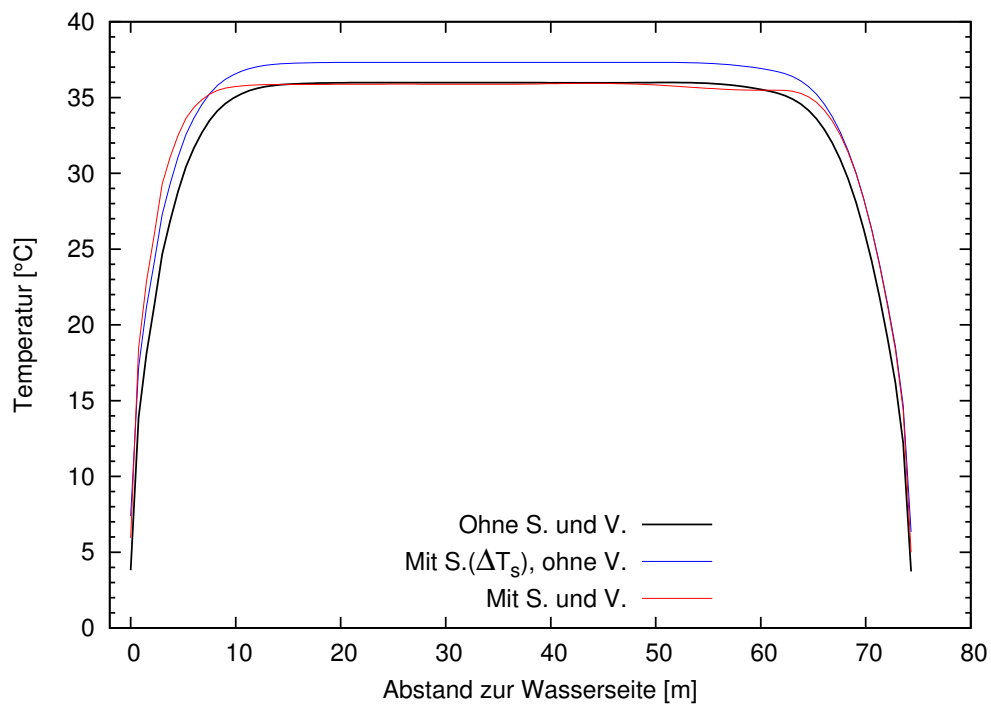


Abb. C.96: Temperaturverteilung auf der Höhe 286.1 müNN um 7:00 Uhr am 5. Januar Jahr 3 bei Mit- und Nichtberücksichtigung der Sonnenstrahlung und Verdunstung

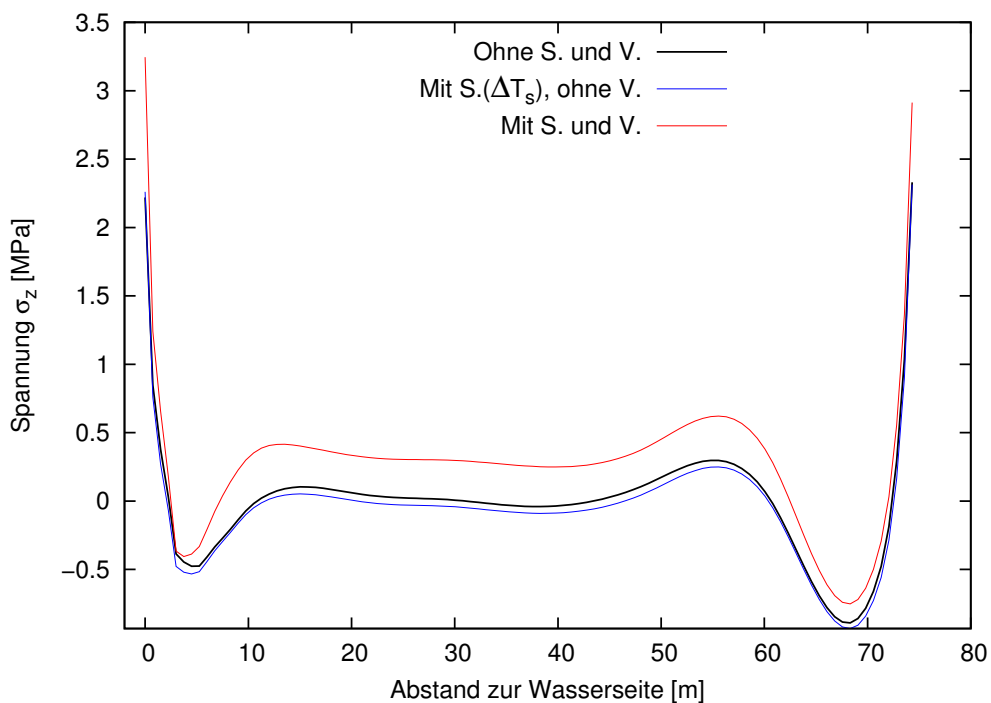


Abb. C.97: Verteilung von σ_z auf der Höhe 286.1 müNN um 7:00 Uhr am 5. Januar Jahr 3 bei Mit- und Nichtberücksichtigung der Sonnenstrahlung und Verdunstung und 3D-Modell mit $b = 15$ m

C.3 Windgeschwindigkeit

In Anhang C.3 sind die Entwicklungen oder Verteilungen von Temperatur oder Spannungen auf den betrachteten Höhen bei Windgeschwindigkeiten mit unterschiedlichen Jahresmitteln sowie diejenigen bei gemessenen Windgeschwindigkeiten im Vergleich mit denjenigen bei einer konstanten Windgeschwindigkeit (Jahresmittel der gemessenen Windgeschwindigkeiten) dargestellt.

Neben den auf Seite 167 angegebenen Annahmen und Bedingungen wurden den Abbildungen in Anhang C.3 noch folgende Annahmen zugrunde gelegt:

- Es wurde $\alpha_n = 0.1$ bzw. $\alpha_t = 0.4$ für alle nassen bzw. trockenen Oberflächen angenommen;
- Die Oberflächenrauheitshöhe (z_0) betrug 2.5 mm für horizontale Oberflächen und 0.4375 mm für die Wasser- und Luftseite der Mauer;
- Die Kontrolltemperatur für den Frischbeton (T_0) betrug 5 °C für Betonschichten von 222.0 bis 270.0 müNN, 25 °C für Betonschichten zwischen 270.0 und 362.0 müNN, und 20 °C für Betonschichten von 362.0 bis 382.0 müNN;
- Das Betonalter bzgl. Sprühwasserkühlung (τ_k) betrug 180 Tage für Oberflächen unterhalb der Höhe 362.0 müNN und 90 Tage für Oberflächen oberhalb der Höhe 362.0 müNN.
- Bei allen Fällen wurden zusätzliche Kühlung während der warmen Jahreszeit (vom 1. Mai bis 31. Oktober) eingesetzt, siehe Tabelle 5.13;
- Die Stundenmittel der gemessenen Windgeschwindigkeiten vom Zeitraum 1.1.2002 bis 31.12.2002 an NTUA (mit einem Jahresmittel von 2.39 m/s) wurden jährlich wiederholt benutzt. Die Stundenmittel der Windgeschwindigkeiten mit anderem Jahresmittel ($v=1$ oder 3 m/s) wurden mit der Gleichung (5.6) berechnet.

Die Abbildungen in Anhang C.3 sind dem Text in Abschnitt 5.7.5 wie folgt zugeordnet:

- Abb.C.98 bis Abb.C.109 Entwicklungen von Temperatur oder Spannungen auf den betrachteten Höhen bei unterschiedlichen v (Jahresmittel der Windgeschwindigkeiten), siehe Text unter dem Titel **“Zur mittleren Windgeschwindigkeit”** auf Seite 128;
- Abb.C.110 bis Abb.C.115 Entwicklungen oder Verteilungen von Temperatur oder Spannungen auf der betrachteten Höhe 286.1 müNN bei gemessenen Windgeschwindigkeiten (Stundenmittel der gemessenen Windgeschwindigkeiten vom Zeitraum 1.1.2002 bis 31.12.2002 an NTUA) bzw. einer konstanten Windgeschwindigkeit (2.39 m/s, Jahresmittel der gemessenen Windgeschwindigkeiten vom Zeitraum 1.1.2002 bis 31.12.2002 an NTUA), siehe Text unter dem Titel **“Zur Verwendung einer konstanten Windgeschwindigkeit”** auf Seite 129.

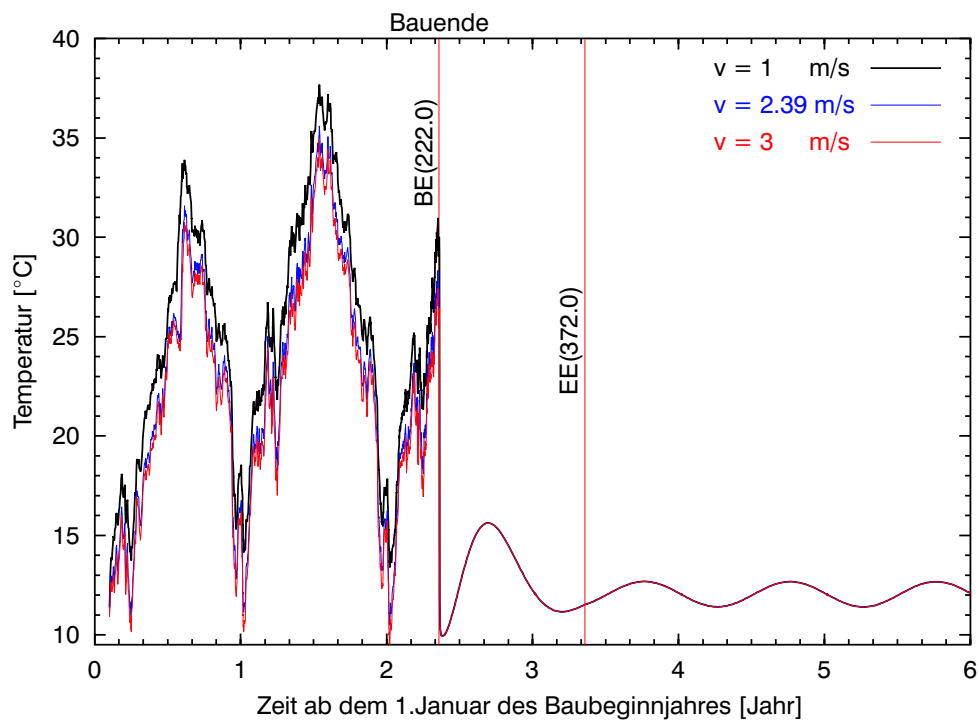


Abb. C.98: Temperaturentwicklung (auf der Wasserseite, 222.0 müNN) bei unterschiedlichen v

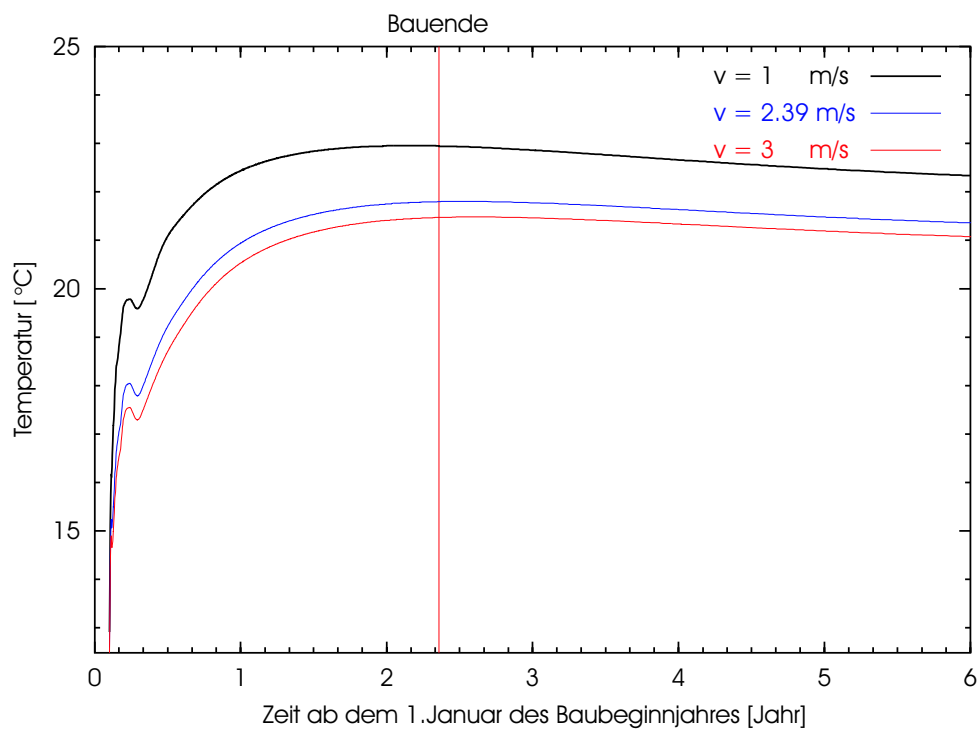


Abb. C.99: Temperaturentwicklung (in der Mitte, 222.0 müNN) bei unterschiedlichen v

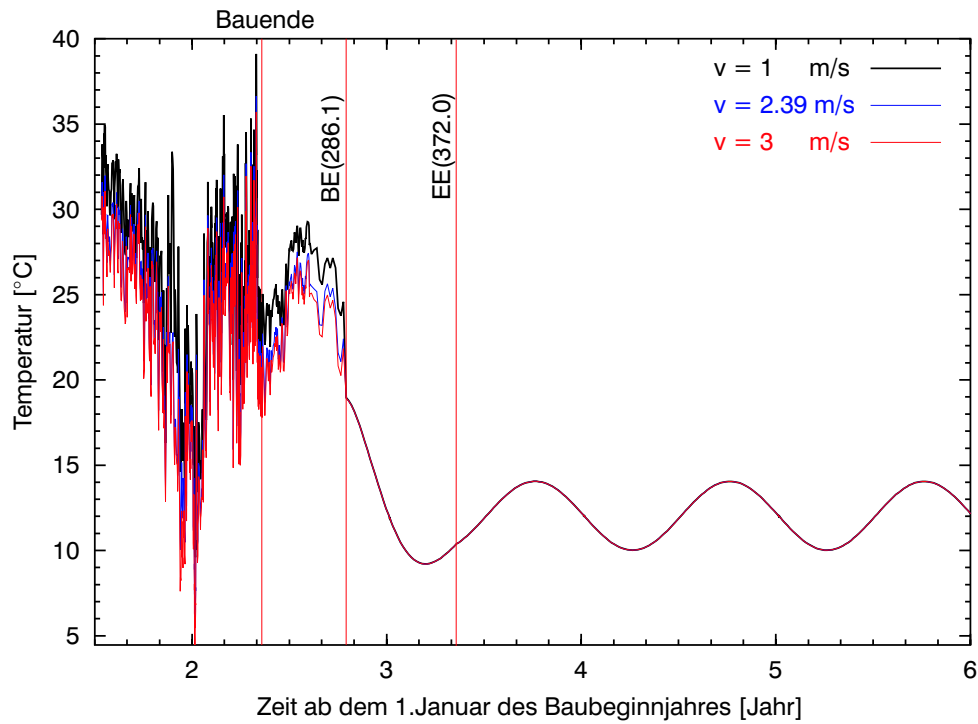


Abb. C.100: Temperaturentwicklung (auf der Wasserseite, 286.1 müNN) bei unterschiedlichen v

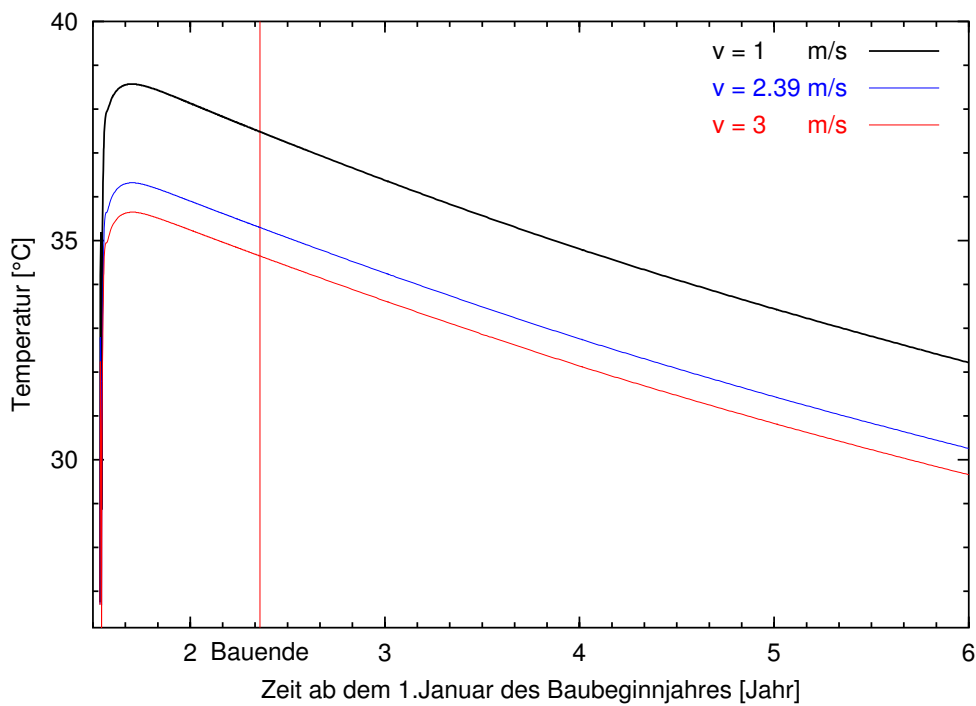


Abb. C.101: Temperaturentwicklung (in der Mitte, 286.1 müNN) bei unterschiedlichen v

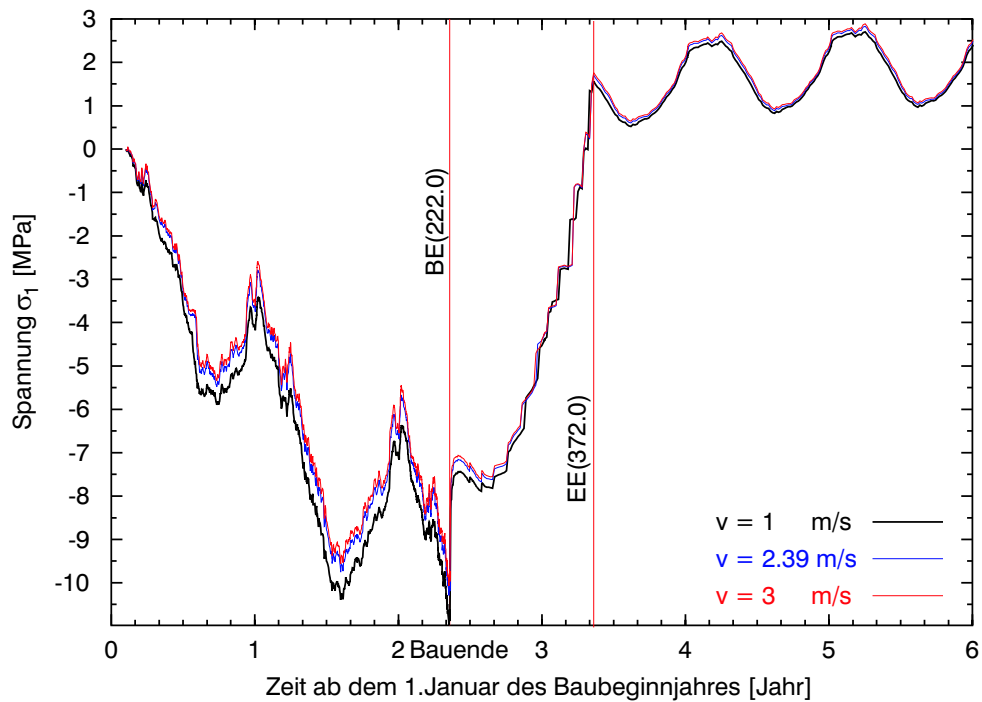


Abb. C.102: Entwicklung von σ_1 (auf der Wasserseite, 222.0 müNN) bei unterschiedlichen v und 3D-Modell mit $b = 15$ m

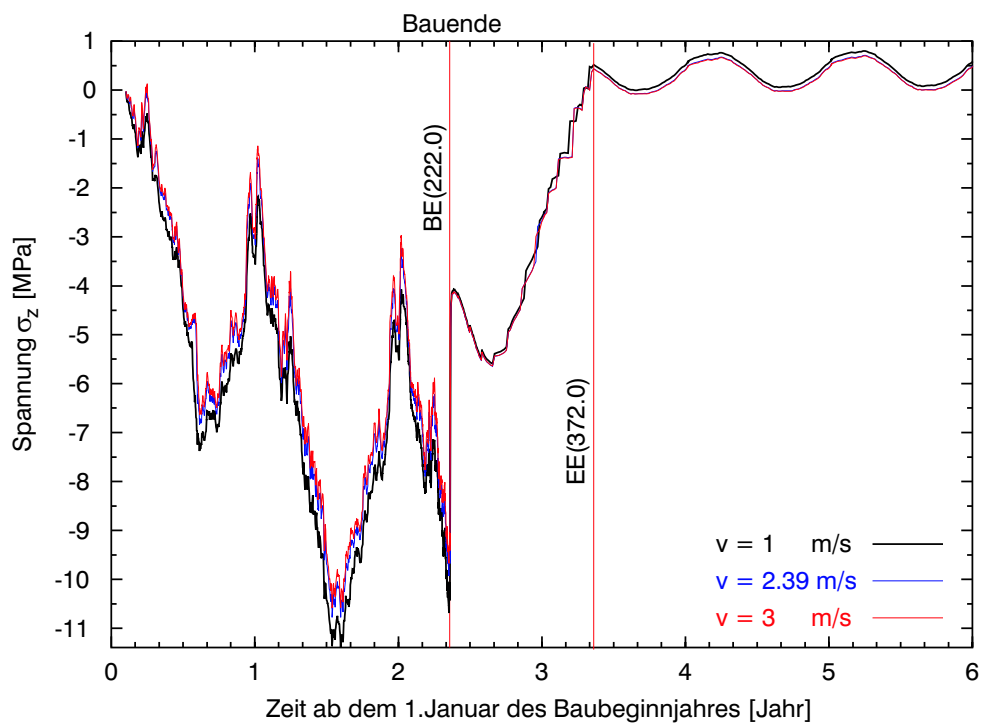


Abb. C.103: Entwicklung von σ_z (auf der Wasserseite, 222.0 müNN) bei unterschiedlichen v und 3D-Modell mit $b = 15$ m

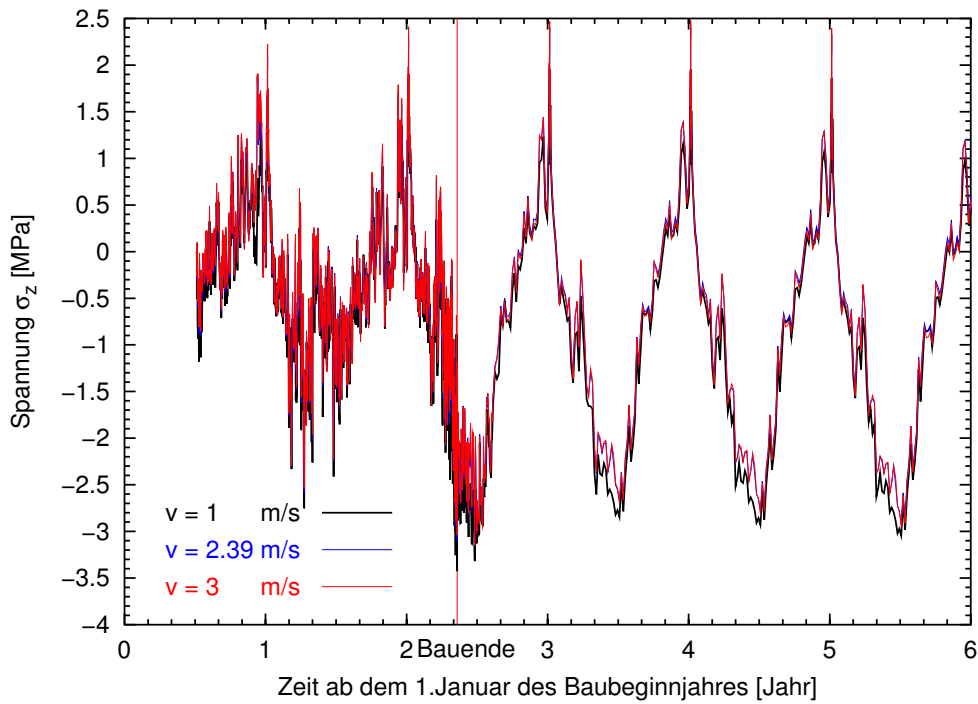


Abb. C.104: Entwicklung von σ_z (auf der Luftseite, 231.5 müNN) bei unterschiedlichen v und 3D-Modell mit $b = 15$ m

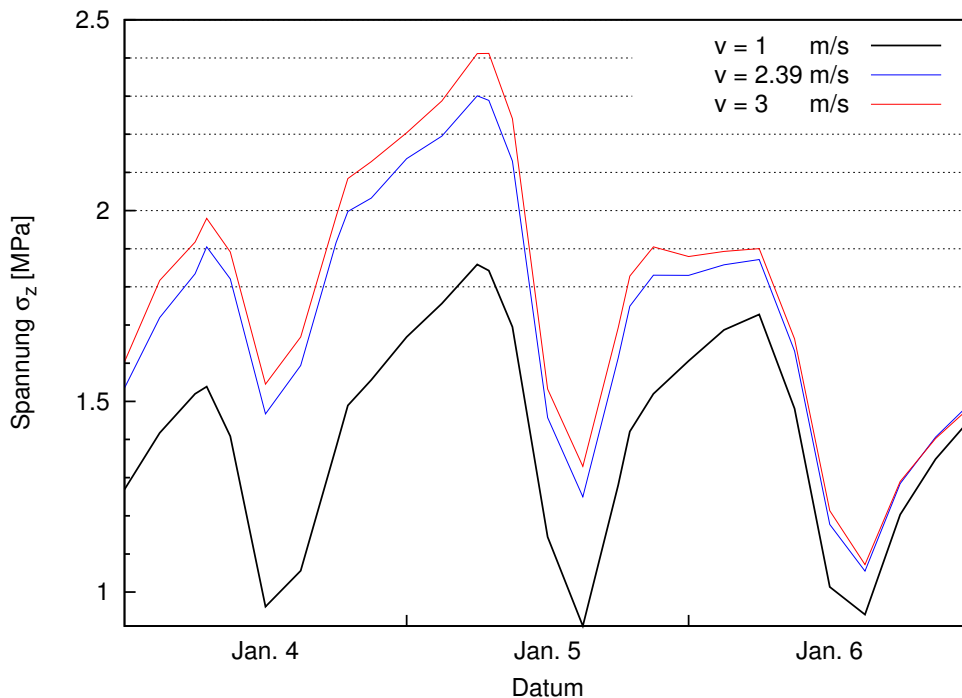


Abb. C.105: Entwicklung von σ_z Anfang Januar Jahr 3 (auf der Luftseite, 231.5 müNN) bei unterschiedlichen v und 3D-Modell mit $b = 15$ m

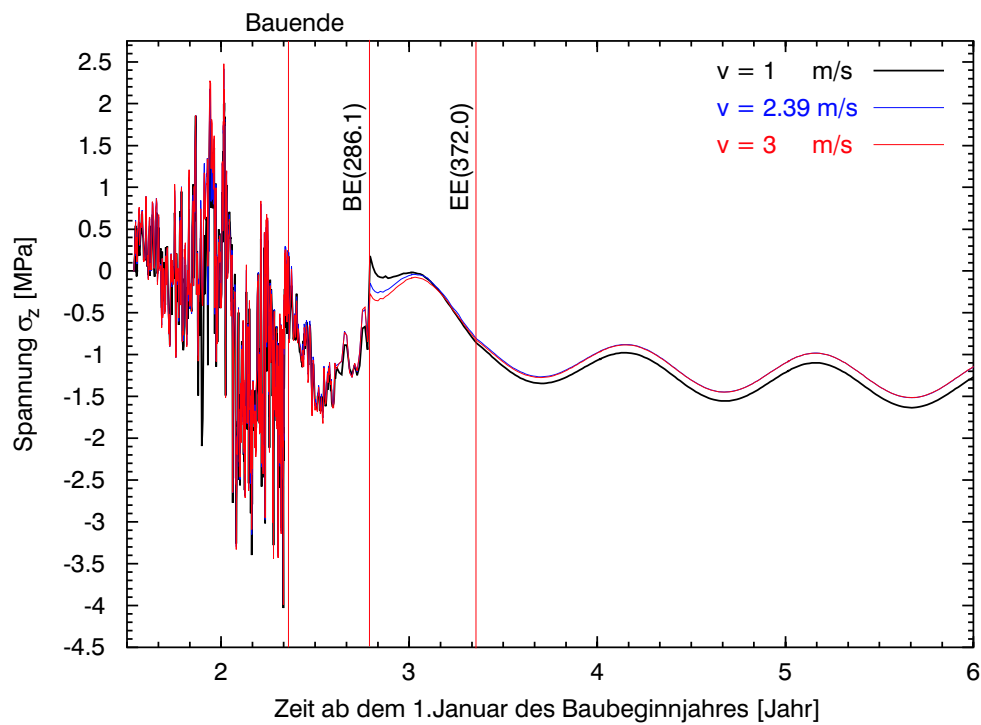


Abb. C.106: Entwicklung von σ_z (auf der Wasserseite, 286.1 müNN) bei unterschiedlichen v und 3D-Modell mit $b = 15$ m

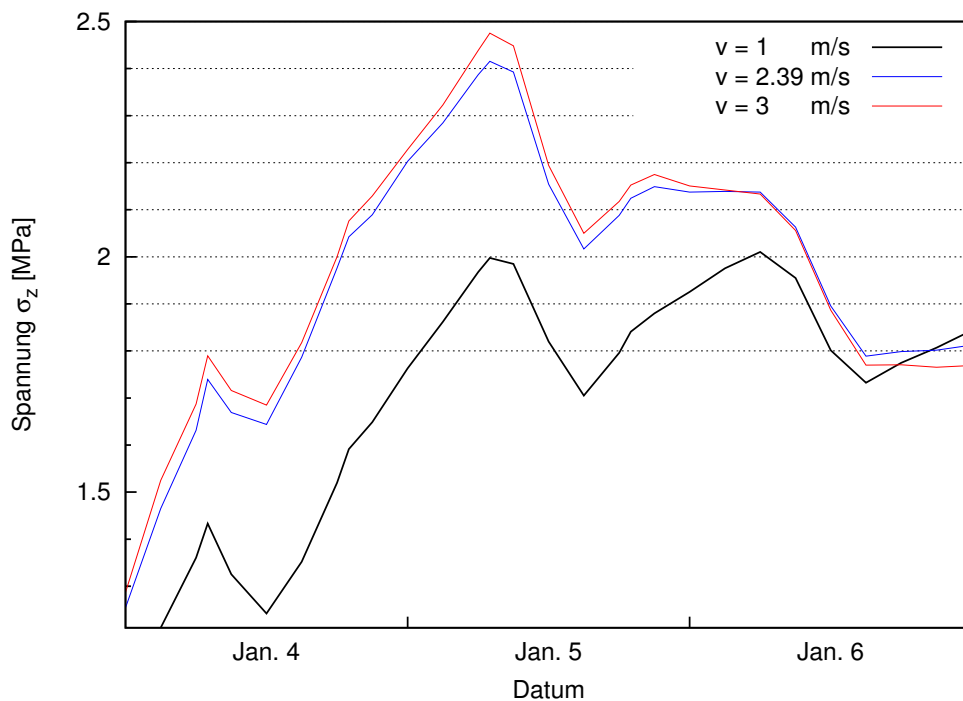


Abb. C.107: Entwicklung von σ_z Anfang Januar Jahr 3 (auf der Wasserseite, 286.1 müNN) bei unterschiedlichen v und 3D-Modell mit $b = 15$ m

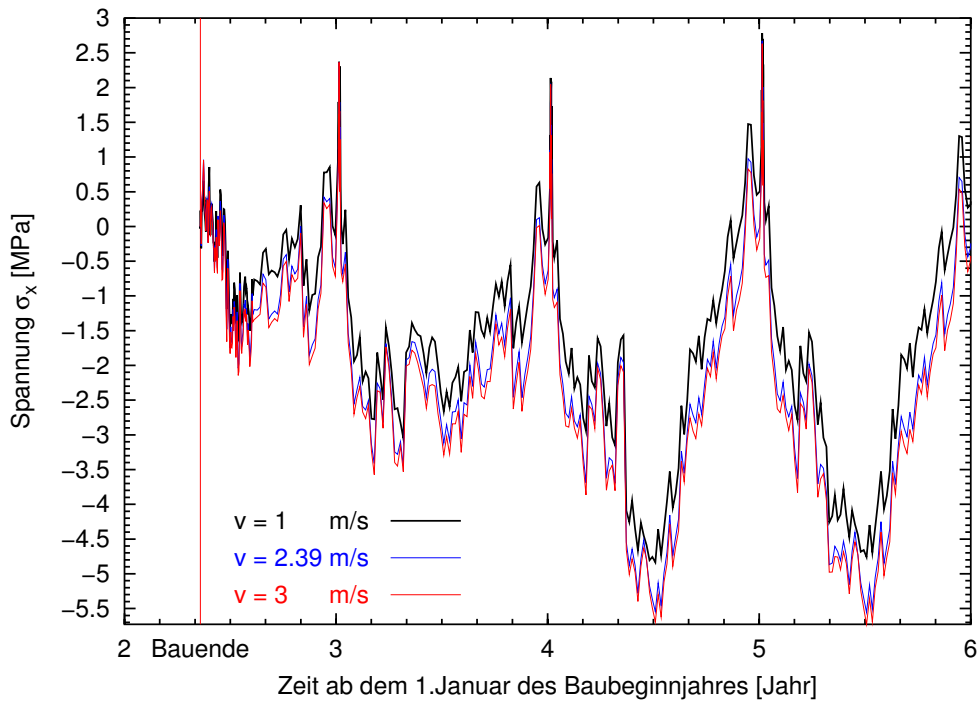


Abb. C.108: Entwicklung von σ_x (in der Mitte, 382.0 müNN) bei unterschiedlichen v und 3D-Modell mit $b = 15$ m

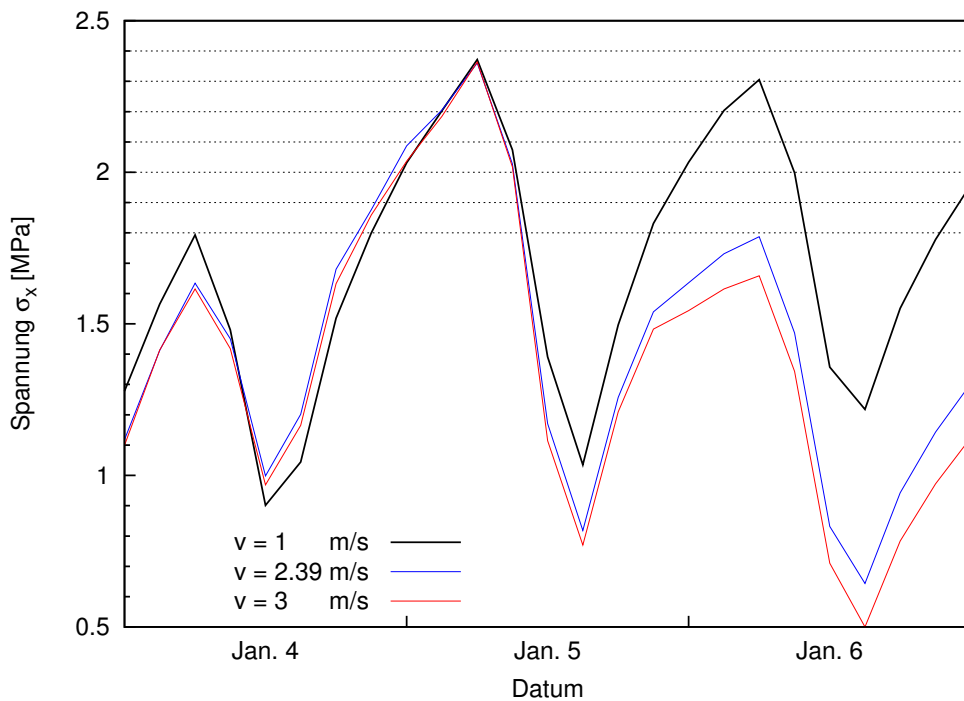


Abb. C.109: Entwicklung von σ_x Anfang Januar Jahr 4 (in der Mitte, 382.0 müNN) bei unterschiedlichen v und 3D-Modell mit $b = 15$ m

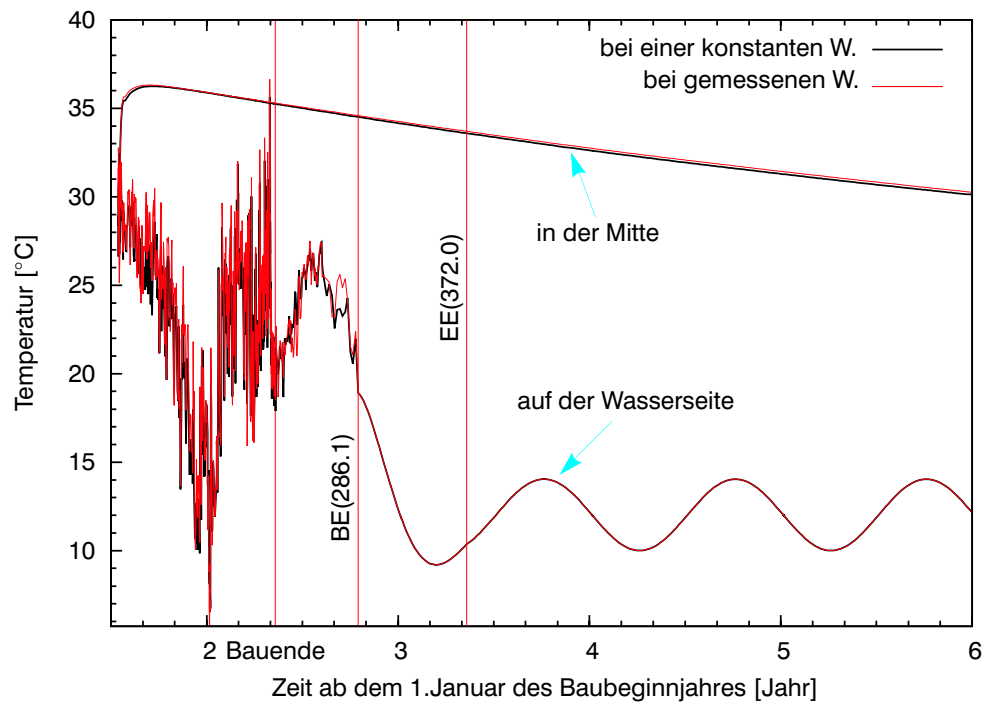


Abb. C.110: Temperaturentwicklung (in der Mitte und auf der Wasserseite, 286.1 müNN) bei gemessenen Windgeschwindigkeiten bzw. einer konstanten Windgeschwindigkeit

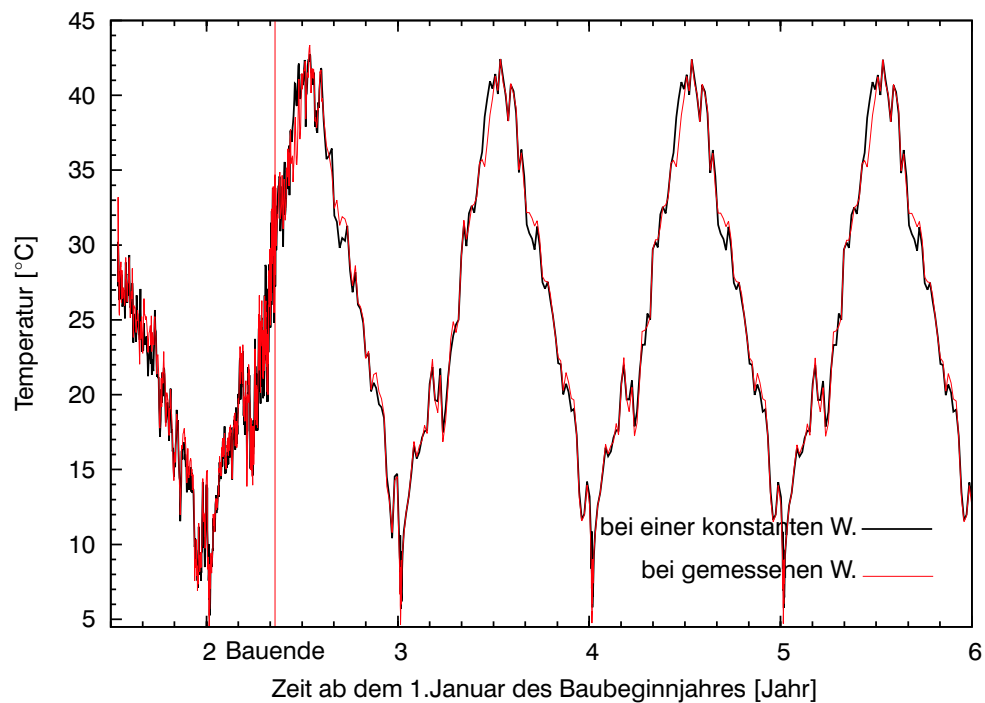


Abb. C.111: Temperaturentwicklung (auf der Luftseite, 286.1 müNN) bei gemessenen Windgeschwindigkeiten bzw. einer konstanten Windgeschwindigkeit

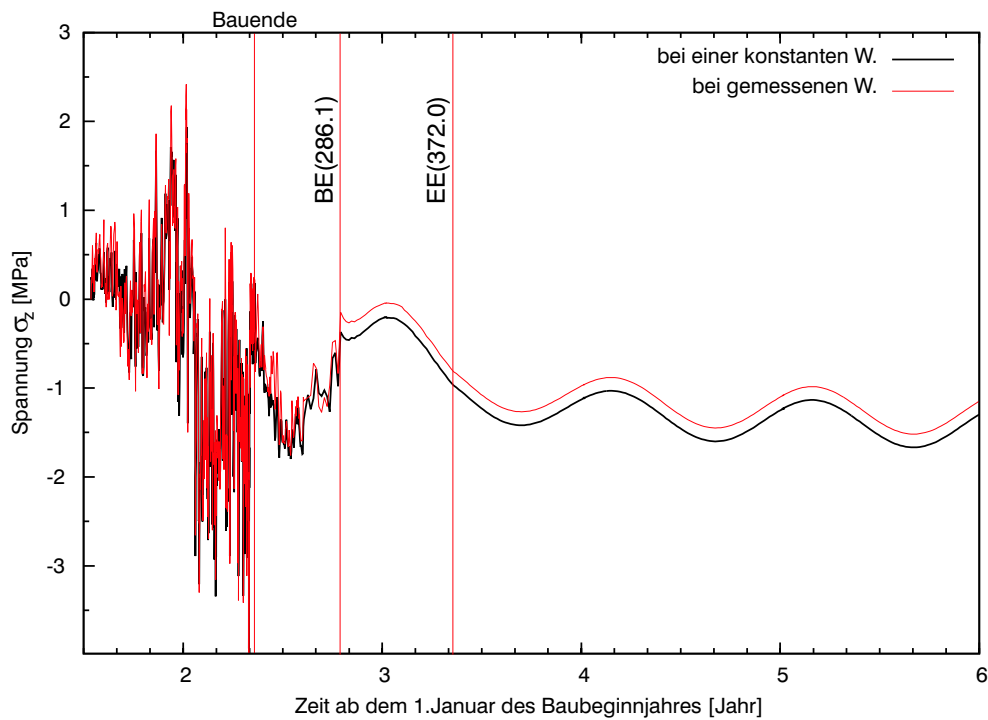


Abb. C.112: Entwicklung von σ_z (auf der Wasserseite, 286.1 müNN) bei gemessenen Windgeschwindigkeiten bzw. einer konstanten Windgeschwindigkeit und 3D-Modell mit $b = 15$ m

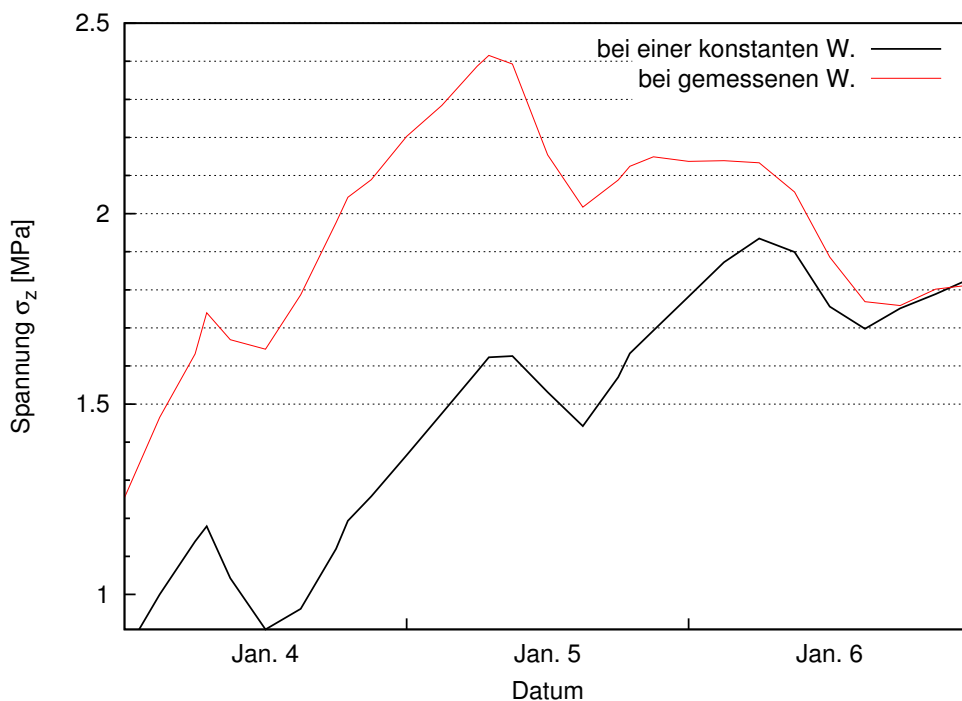


Abb. C.113: Entwicklung von σ_z Anfang Januar Jahr 3 (auf der Wasserseite, 286.1 müNN) bei gemessenen Windgeschwindigkeiten bzw. einer konstanten Windgeschwindigkeit und 3D-Modell mit $b = 15$ m

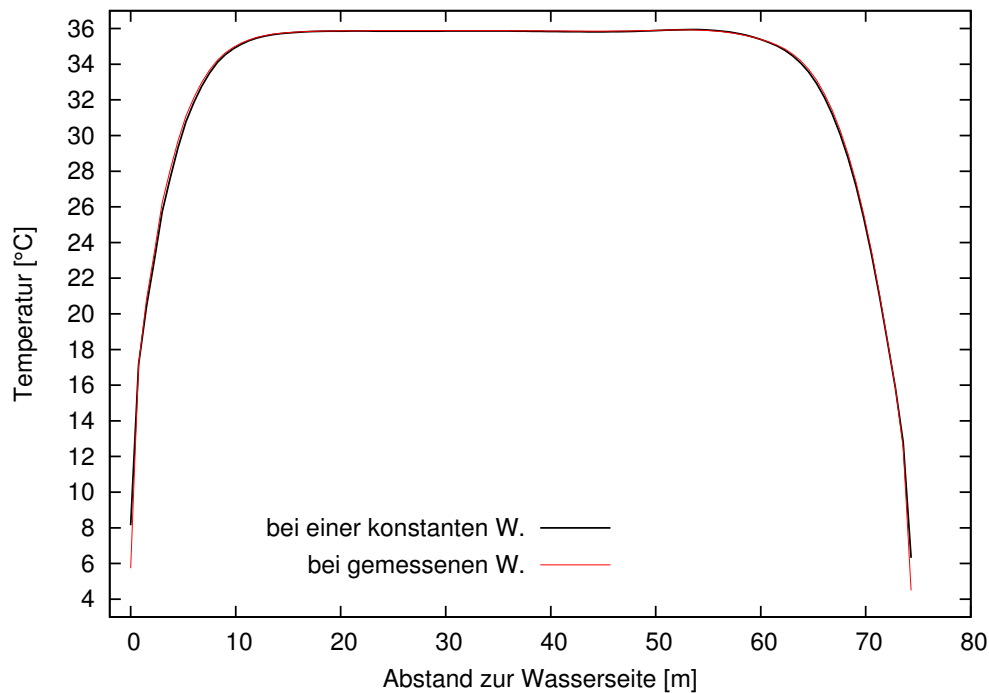


Abb. C.114: Temperaturverteilung auf der Höhe 286.1 müNN um 7:00 Uhr am 5. Januar Jahr 3 bei gemessenen Windgeschwindigkeiten bzw. einer konstanten Windgeschwindigkeit

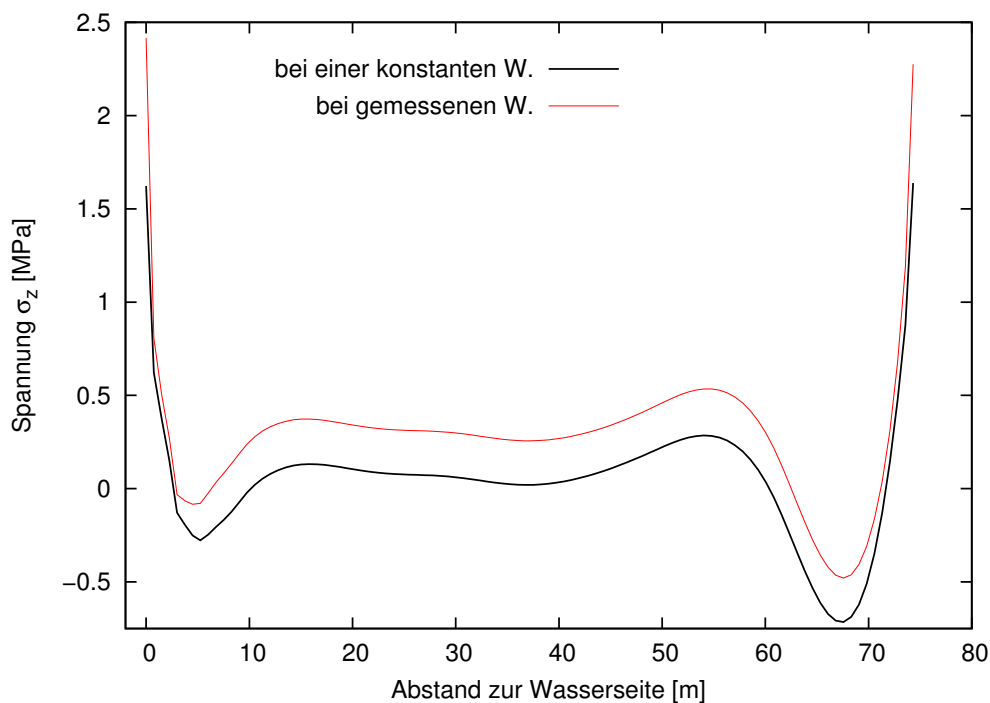


Abb. C.115: Verteilung von σ_z auf der Höhe 286.1 müNN um 7:00 Uhr am 5. Januar Jahr 3 bei gemessenen Windgeschwindigkeiten bzw. einer konstanten Windgeschwindigkeit und 3D-Modell mit $b = 15$ m

C.4 Querfugenabstand

In Anhang C.4 sind die Spannungsentwicklungen auf den betrachteten Höhen bei Querfugenabständen $b = 15, 20, 30$ m und ∞ (ohne Querfugen, 2D) dargestellt. Die Abbildungen in Anhang C.4 (Abb.C.116 bis Abb.C.135) sind dem Text in Abschnitt 5.7.6 (auf der Seite 130 zugeordnet).

Neben den auf Seite 167 angegebenen Annahmen und Bedingungen wurden den Abbildungen in Anhang C.3 noch folgende Annahmen zugrunde gelegt:

- Die Spannungen wurden anhand von 3D-Modell bei Querfugenabständen $b = 15, 20$ und 30 m sowie anhand von 2D-Modell ($b=\infty$, ohne Querfugen) berechnet;
- Es wurde $\alpha_n = 0.1$ bzw. $\alpha_t = 0.4$ für alle nassen bzw. trockenen Oberflächen angenommen;
- Die Oberflächenrauheitshöhe (z_0) betrug 2.5 mm für horizontale Oberflächen und 0.4375 mm für die Wasser- und Luftseite der Mauer;
- Die Kontrolltemperatur für den Frischbeton (T_0) betrug 5°C für Betonschichten von 222.0 bis 270.0 müNN, 25°C für Betonschichten zwischen 270.0 und 362.0 müNN, und 20°C für Betonschichten von 362.0 bis 382.0 müNN;
- Das Betonalter bzgl. Sprühwasserkühlung (τ_k) betrug 180 Tage für Oberflächen unterhalb der Höhe 362.0 müNN und 90 Tage für Oberflächen oberhalb der Höhe 362.0 müNN.
- Bei allen Fällen wurden zusätzliche Kühlung während der warmen Jahreszeit (vom 1. Mai bis 31. Oktober) eingesetzt, siehe Tabelle **5.13**;
- Die Stundenmittel der gemessenen Windgeschwindigkeiten vom Zeitraum 1.1.2002 bis 31.12.2002 an NTUA wurden jährlich wiederholt benutzt.

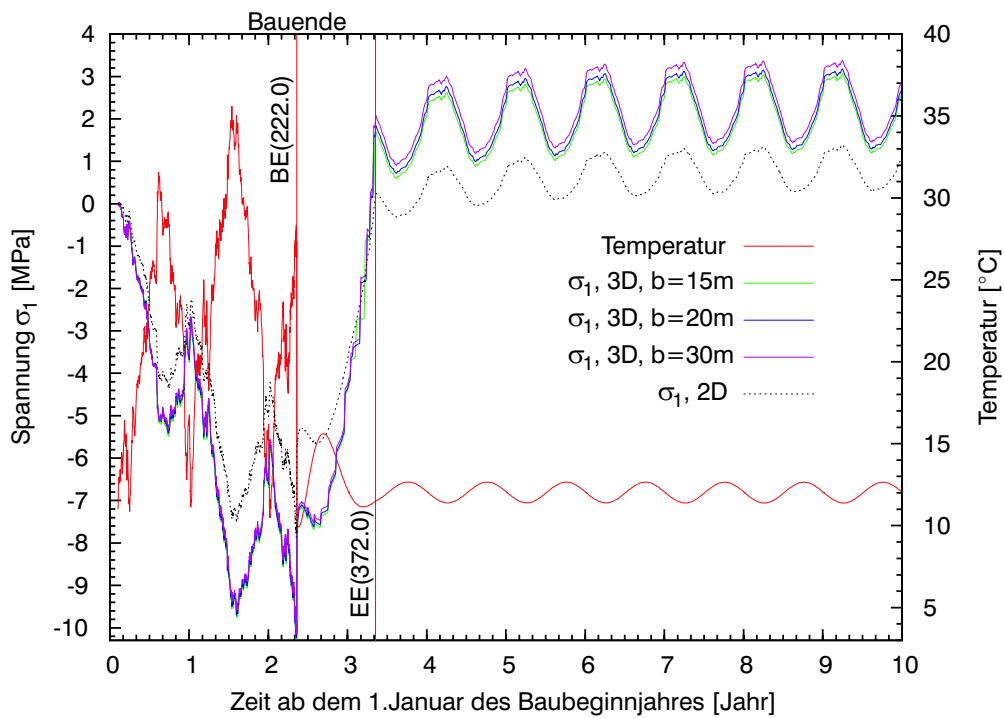


Abb. C.116: Entwicklung von σ_1 (auf der Wasserseite, 222.0 müNN) bei 2D-Modell und 3D-Modell mit unterschiedlichen Querfugenabständen

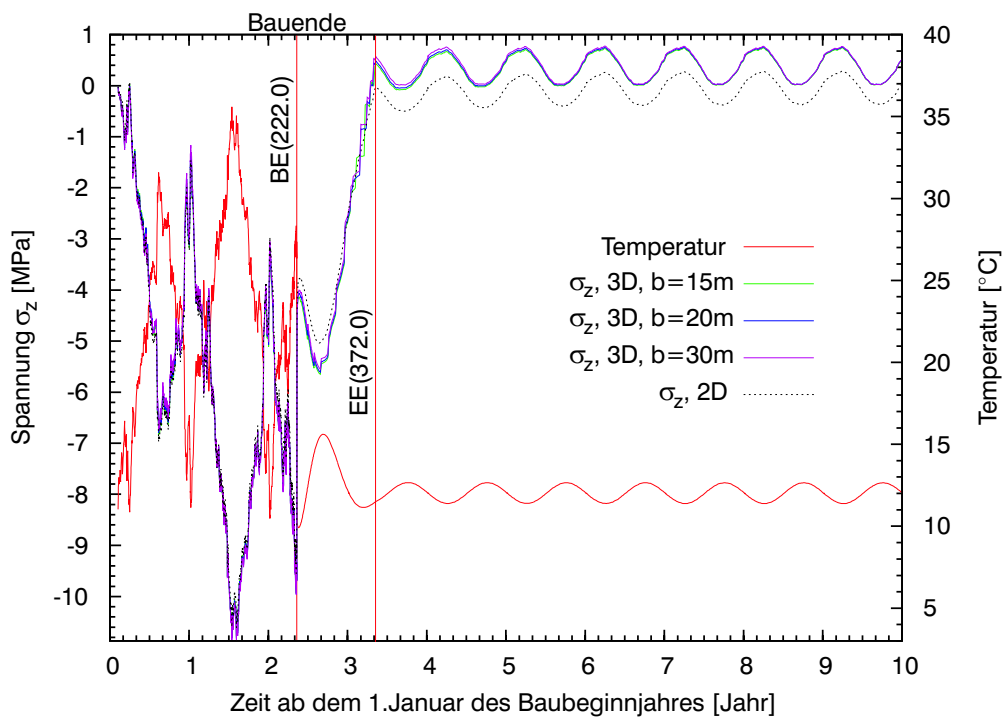


Abb. C.117: Entwicklung von σ_z (auf der Wasserseite, 222.0 müNN) bei 2D-Modell und 3D-Modell mit unterschiedlichen Querfugenabständen

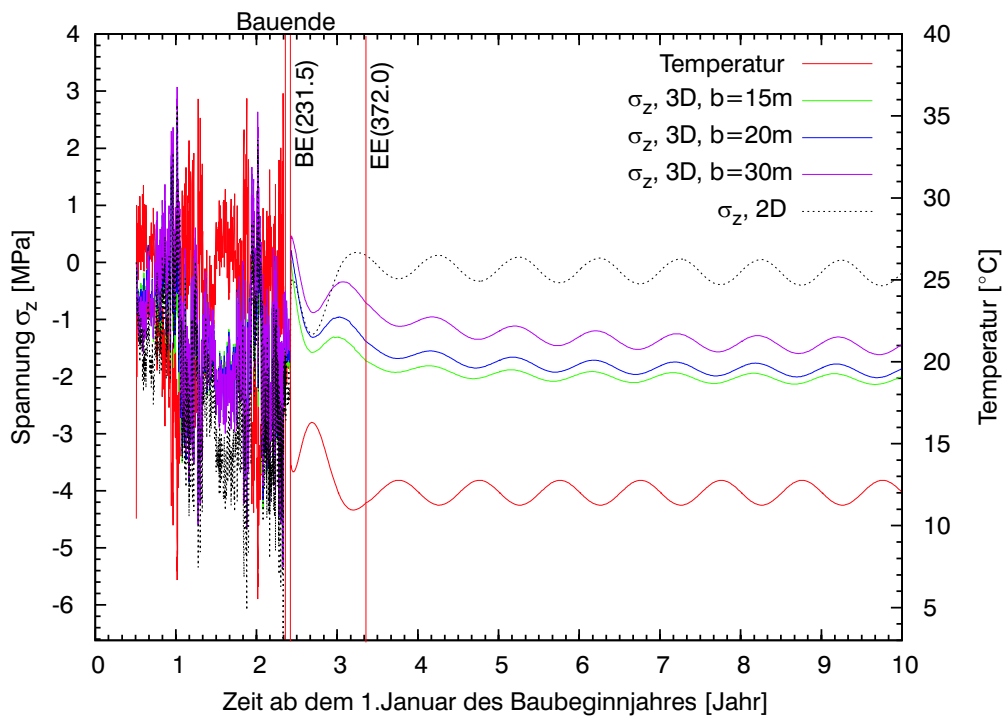


Abb. C.118: Entwicklung von σ_z (auf der Wassenseite, 231.5 müNN) bei 2D-Modell und 3D-Modell mit unterschiedlichen Querfugenabständen

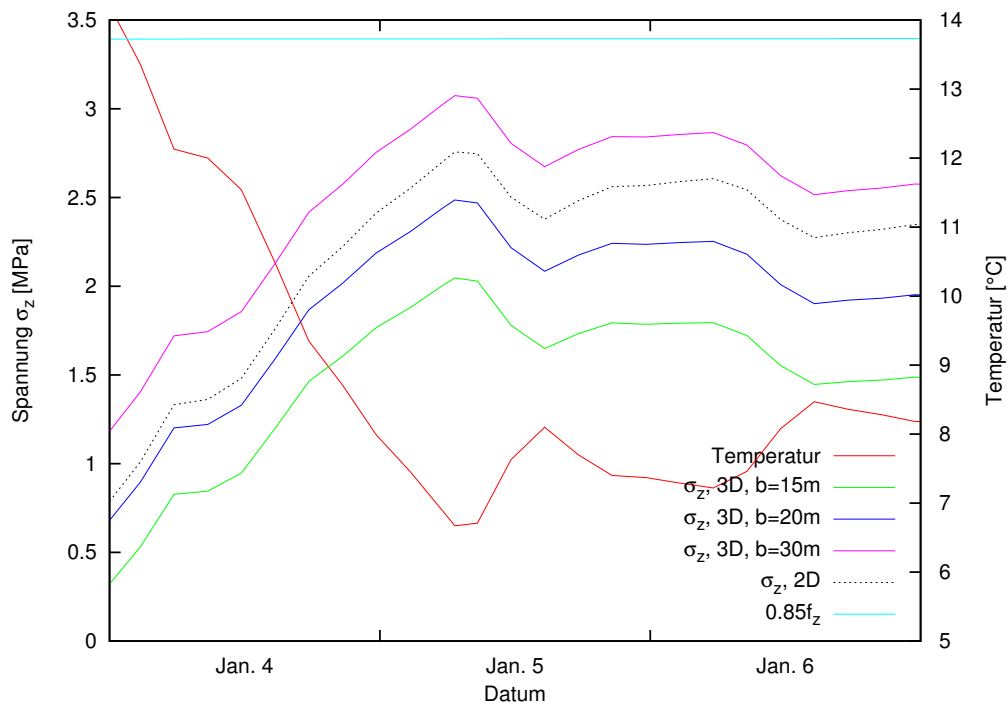


Abb. C.119: Entwicklung von σ_z Anfang Januar Jahr 2 (auf der Wassenseite, 231.5 müNN) bei 2D-Modell und 3D-Modell mit unterschiedlichen Querfugenabständen

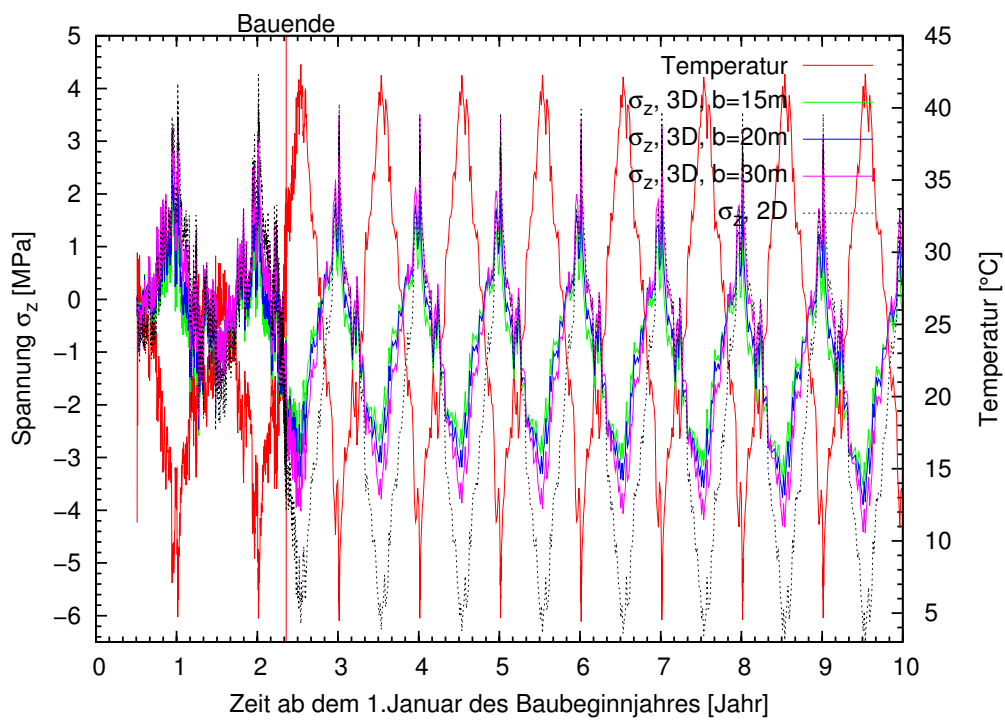


Abb. C.120: Entwicklung von σ_z (auf der Luftseite, 231.5 müNN) bei 2D-Modell und 3D-Modell mit unterschiedlichen Querfugenabständen

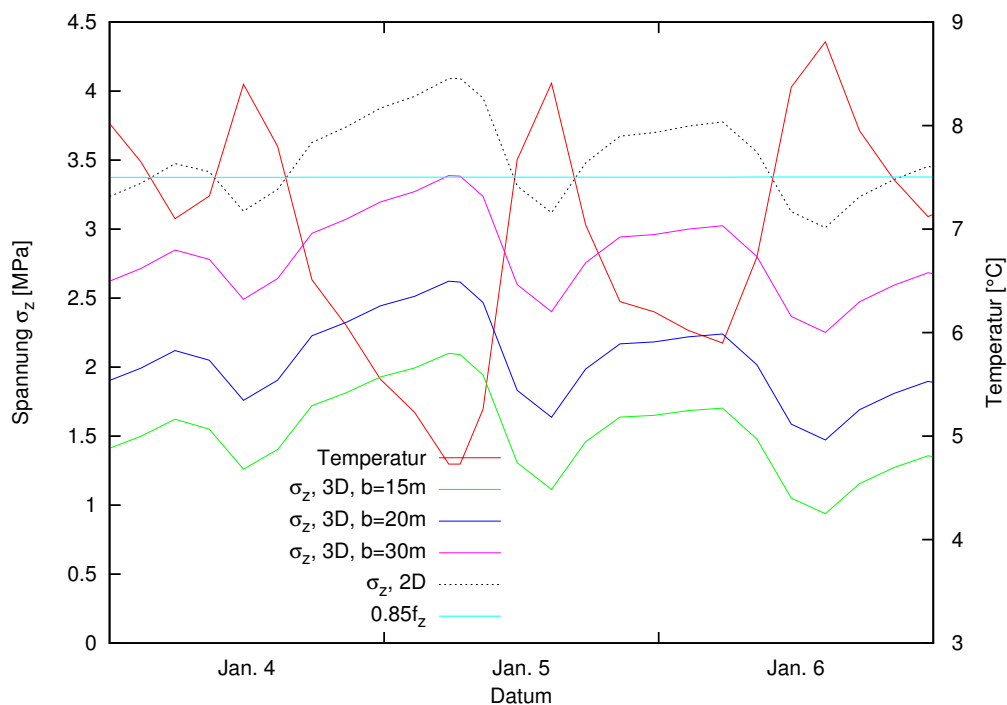


Abb. C.121: Entwicklung von σ_z Anfang Januar Jahr 3 (auf der Luftseite, 231.5 müNN) bei 2D-Modell und 3D-Modell mit unterschiedlichen Querfugenabständen

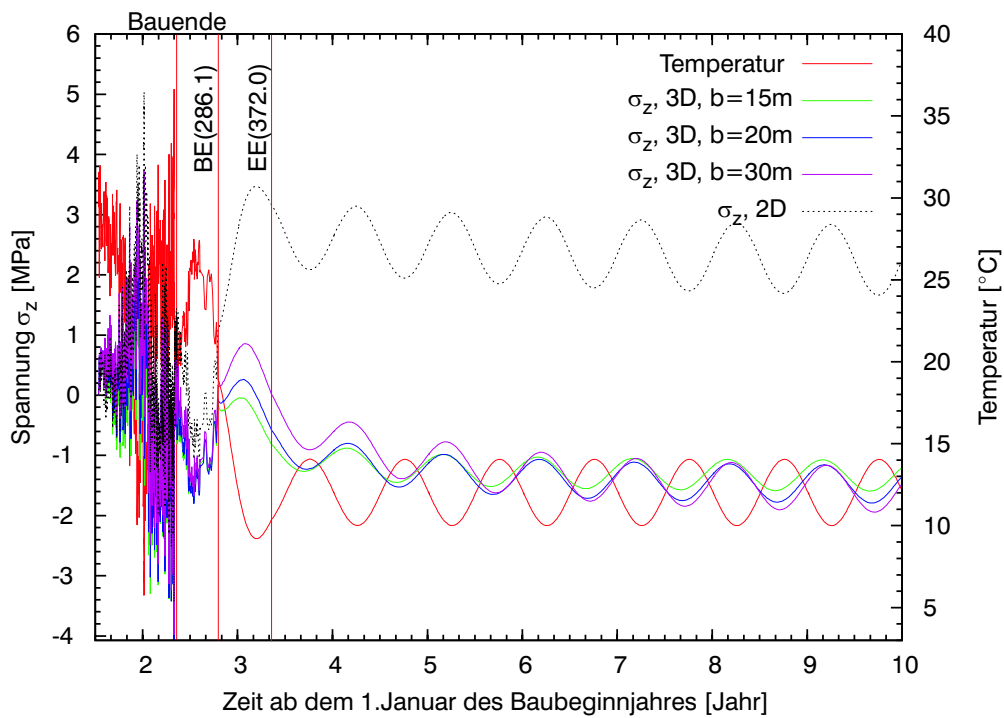


Abb. C.122: Entwicklung von σ_z (auf der Wassenseite, 286.1 müNN) bei 2D-Modell und 3D-Modell mit unterschiedlichen Querfugenabständen

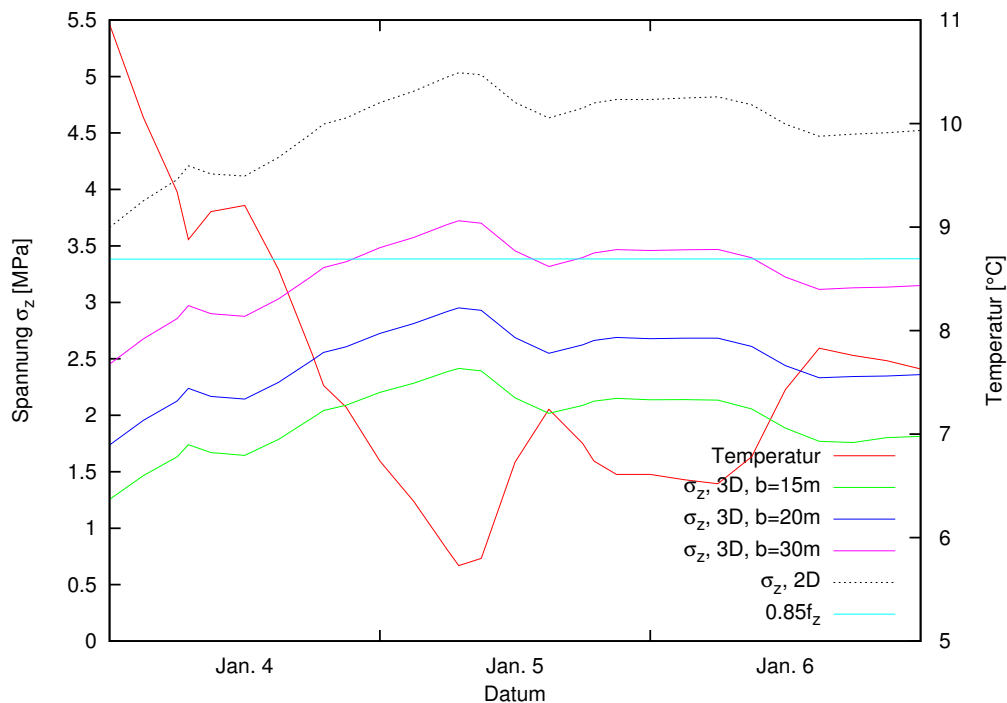


Abb. C.123: Entwicklung von σ_z Anfang Januar Jahr 3 (auf der Wassenseite, 286.1 müNN) bei 2D-Modell und 3D-Modell mit unterschiedlichen Querfugenabständen

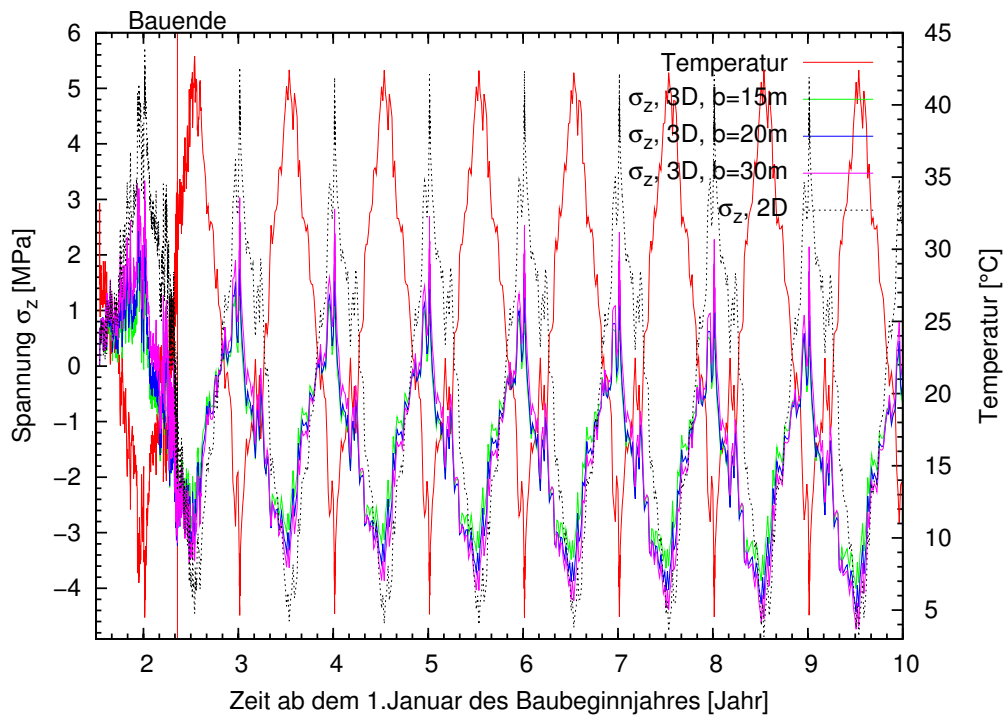


Abb. C.124: Entwicklung von σ_z (auf der Luftseite, 286.1 müNN) bei 2D-Modell und 3D-Modell mit unterschiedlichen Querfugenabständen

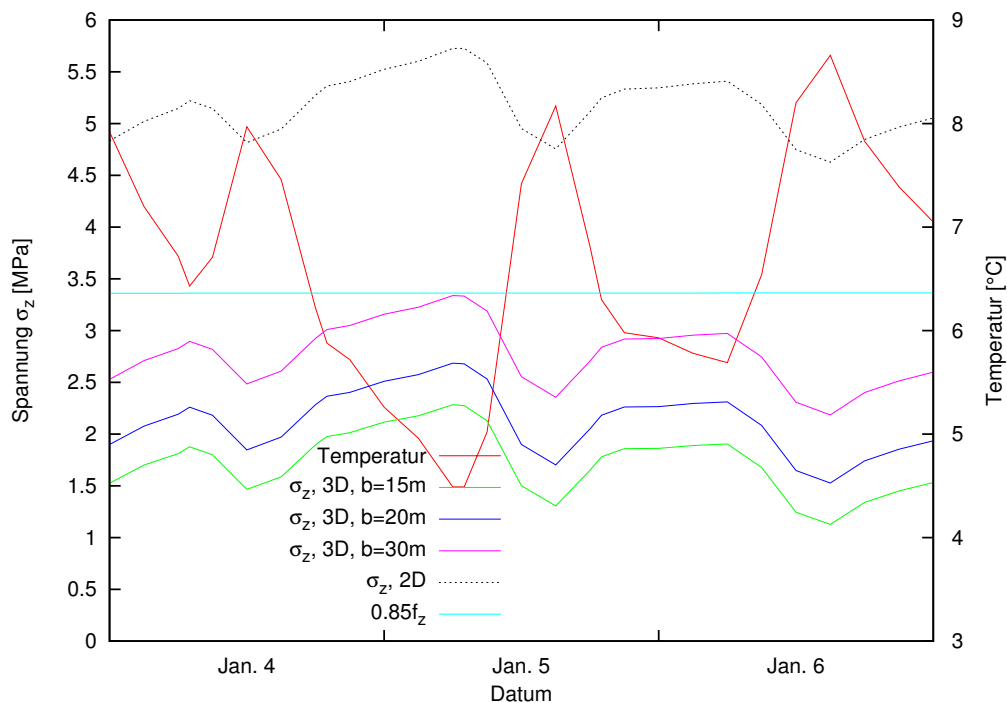


Abb. C.125: Entwicklung von σ_z Anfang Januar Jahr 3 (auf der Luftseite, 286.1 müNN) bei 2D-Modell und 3D-Modell mit unterschiedlichen Querfugenabständen

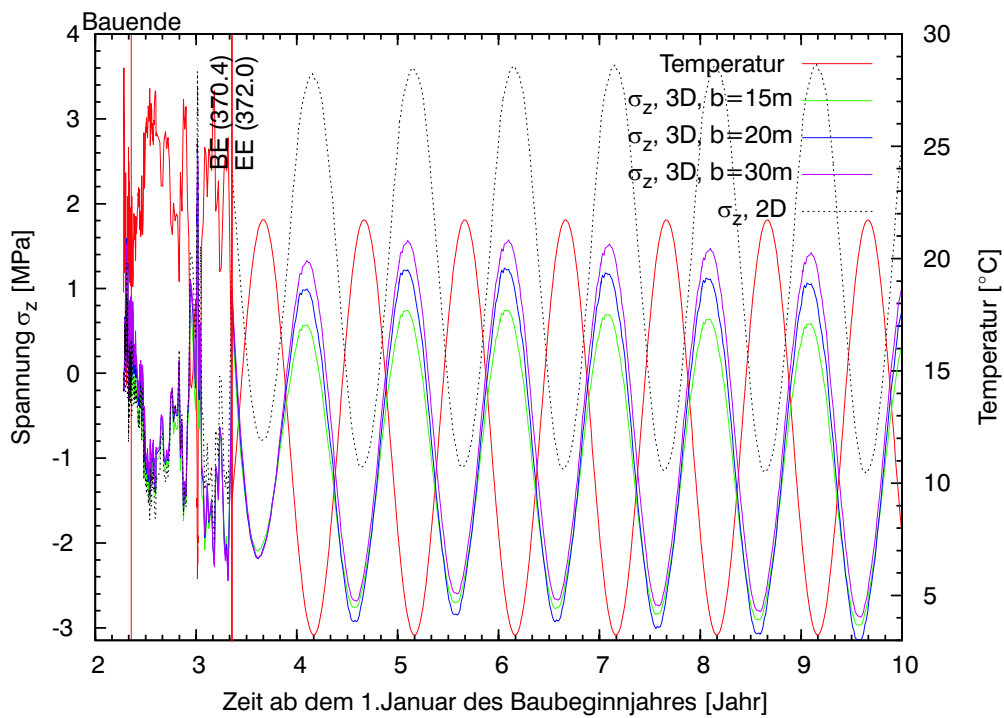


Abb. C.126: Entwicklung von σ_z (auf der Wassenseite, 370.4 müNN) bei 2D-Modell und 3D-Modell mit unterschiedlichen Querfugenabständen

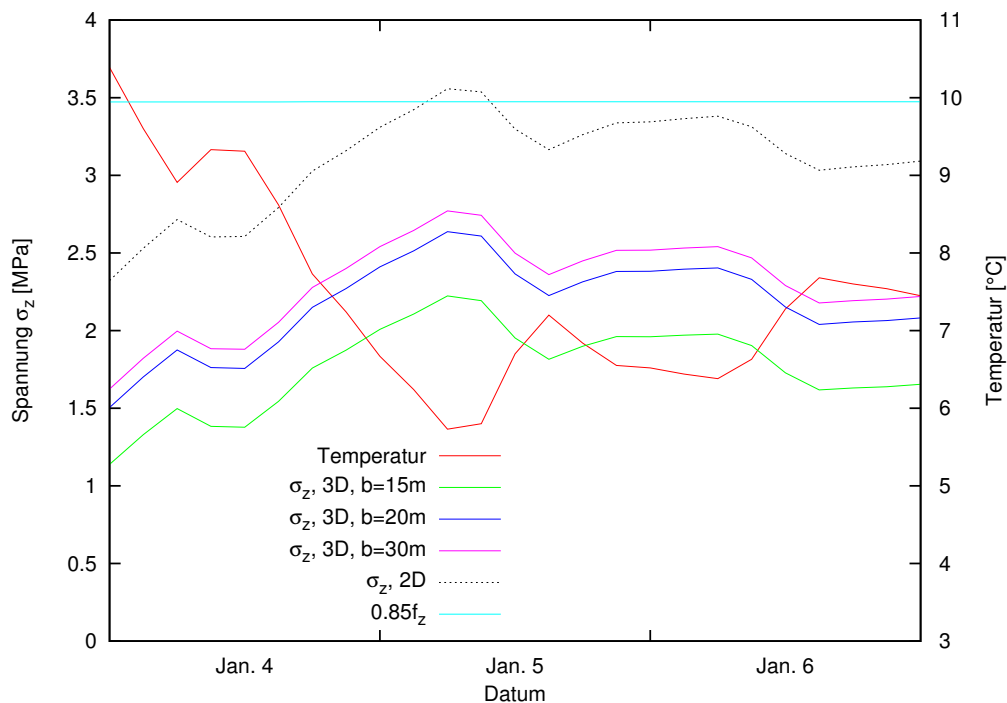


Abb. C.127: Entwicklung von σ_z Anfang Januar Jahr 4(auf der Wassenseite, 370.4 müNN) bei 2D-Modell und 3D-Modell mit unterschiedlichen Querfugenabständen

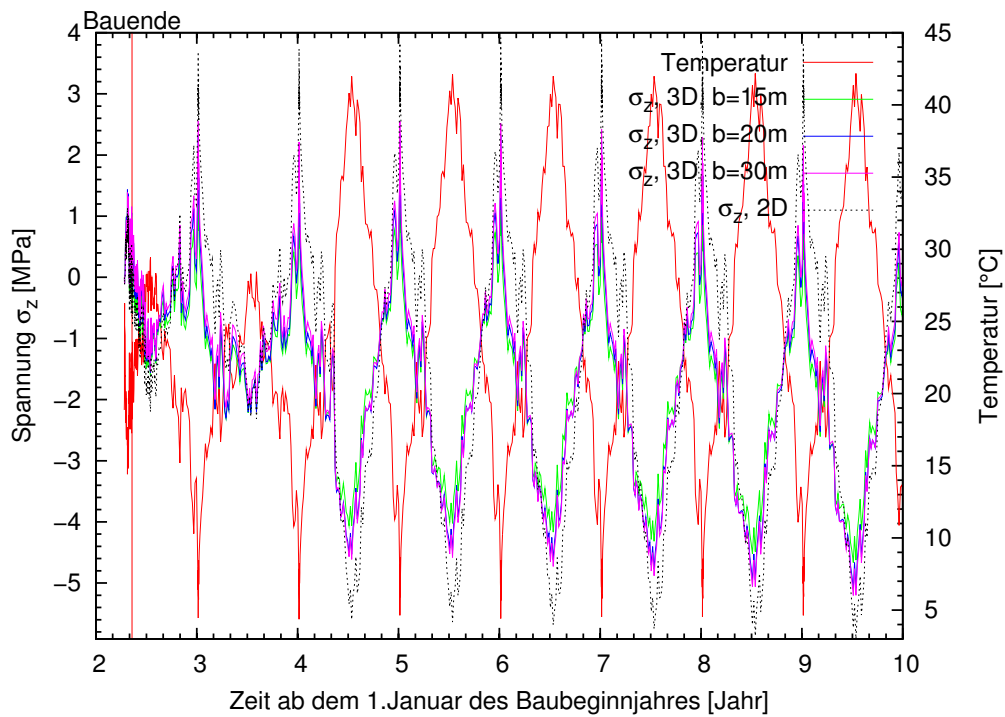


Abb. C.128: Entwicklung von σ_z (auf der Luftseite, 370.4 müNN) bei 2D-Modell und 3D-Modell mit unterschiedlichen Querfugenabständen

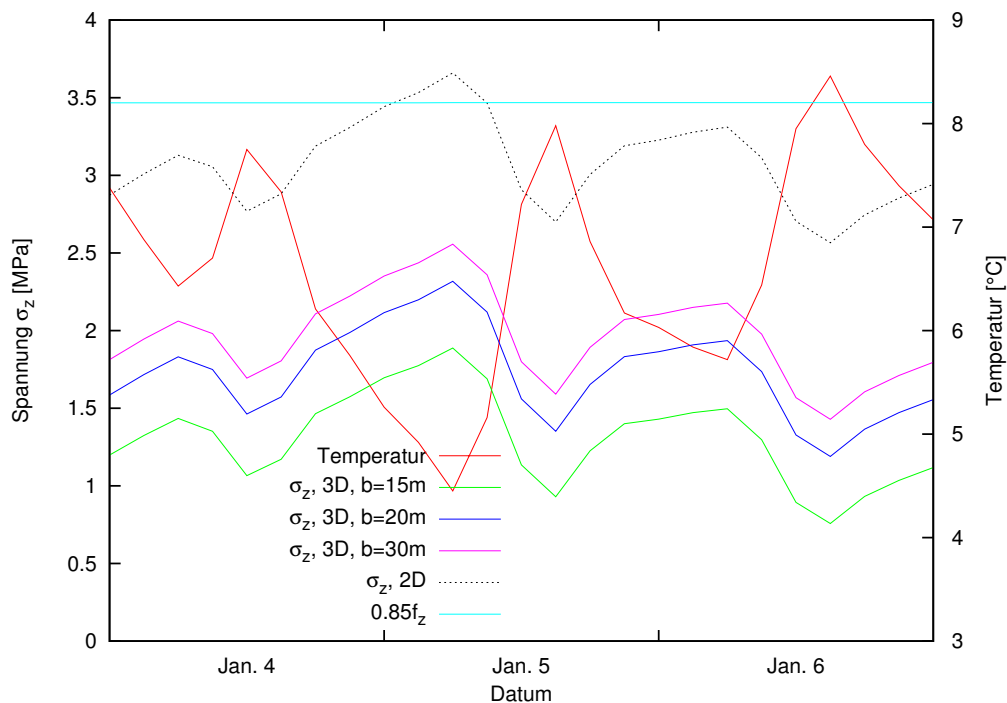


Abb. C.129: Entwicklung von σ_z Anfang Januar Jahr 4 (auf der Luftseite, 370.4 müNN) bei 2D-Modell und 3D-Modell mit unterschiedlichen Querfugenabständen

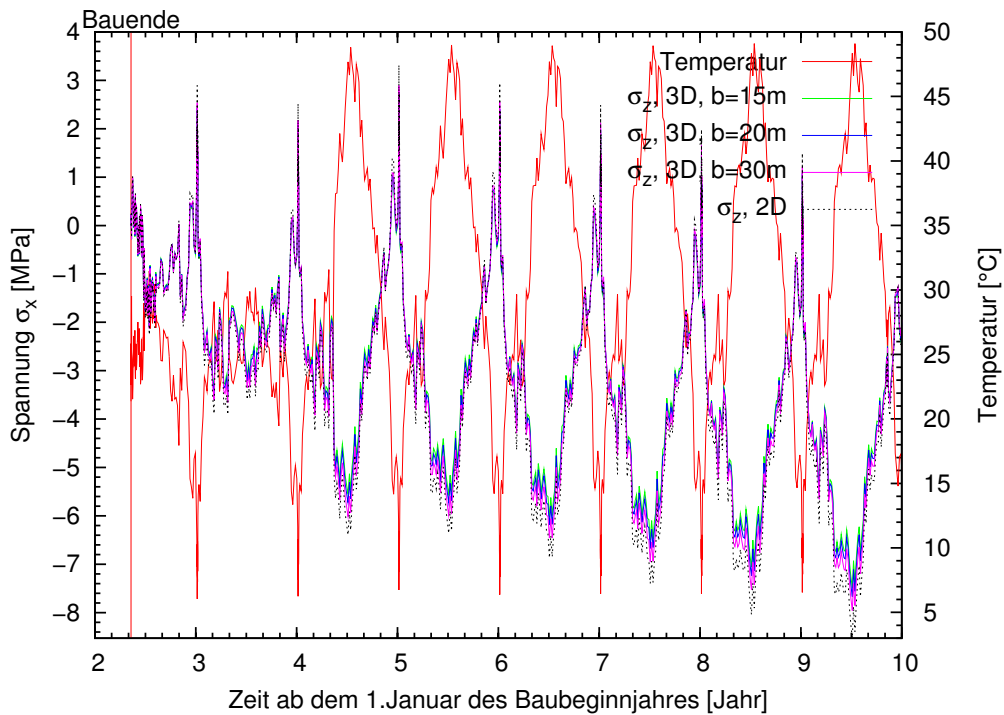


Abb. C.130: Entwicklung von σ_x (in der Mitte, 382.0 müNN) bei 2D-Modell und 3D-Modell mit unterschiedlichen Querfugenabständen

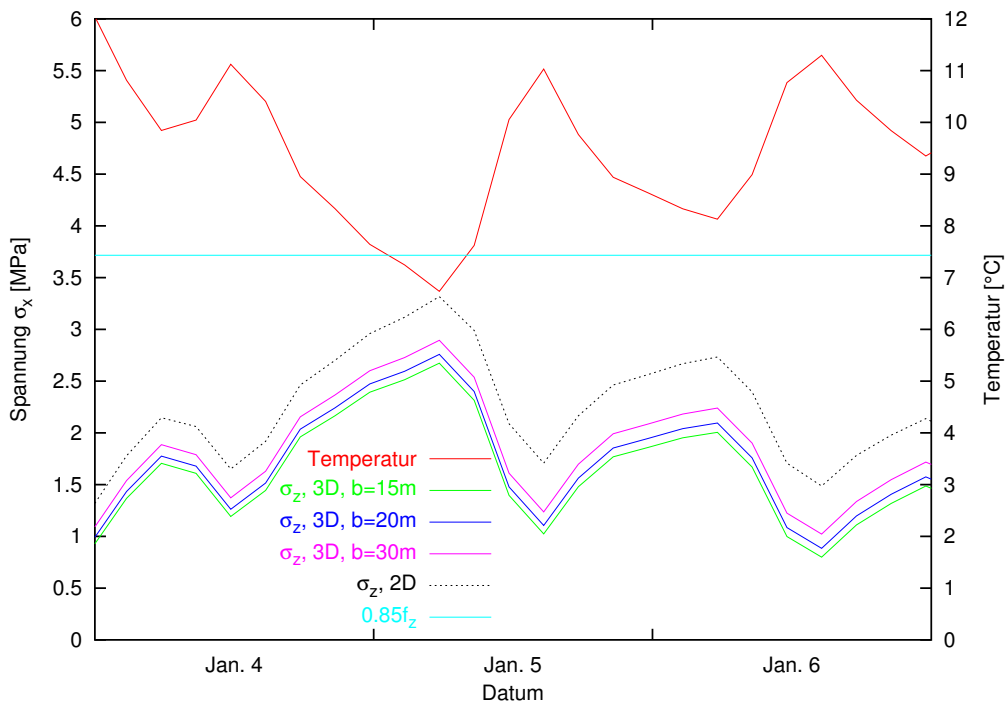


Abb. C.131: Entwicklung von σ_x Anfang Januar Jahr 6 (in der Mitte, 382.0 müNN) bei 2D-Modell und 3D-Modell mit unterschiedlichen Querfugenabständen

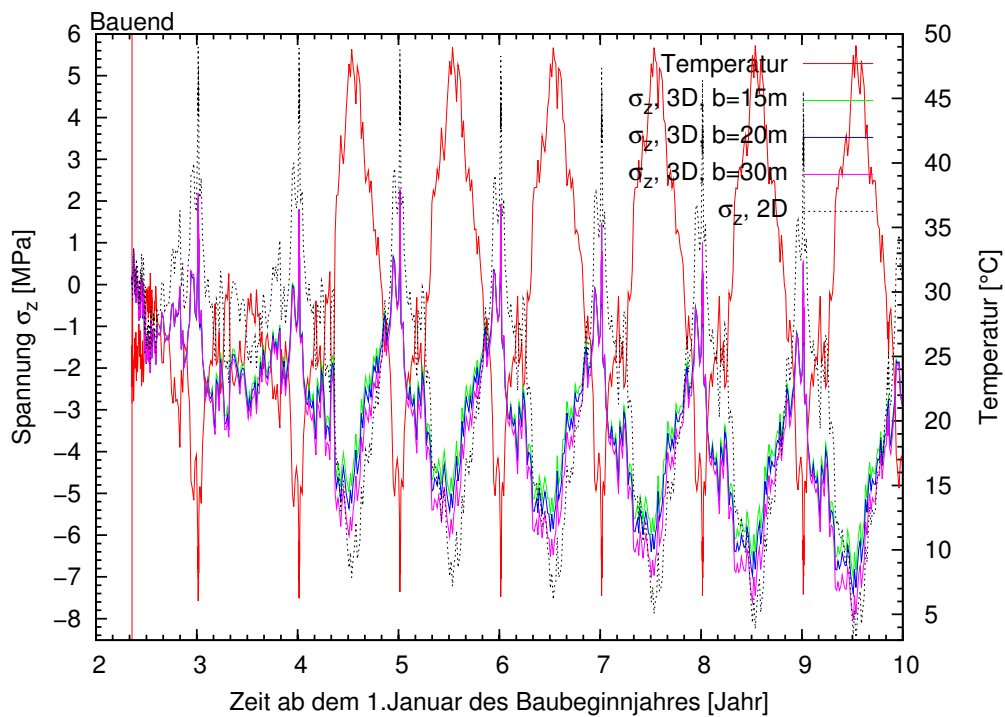


Abb. C.132: Entwicklung von σ_z (in der Mitte, 382.0 müNN) bei 2D-Modell und 3D-Modell mit unterschiedlichen Querfugenabständen

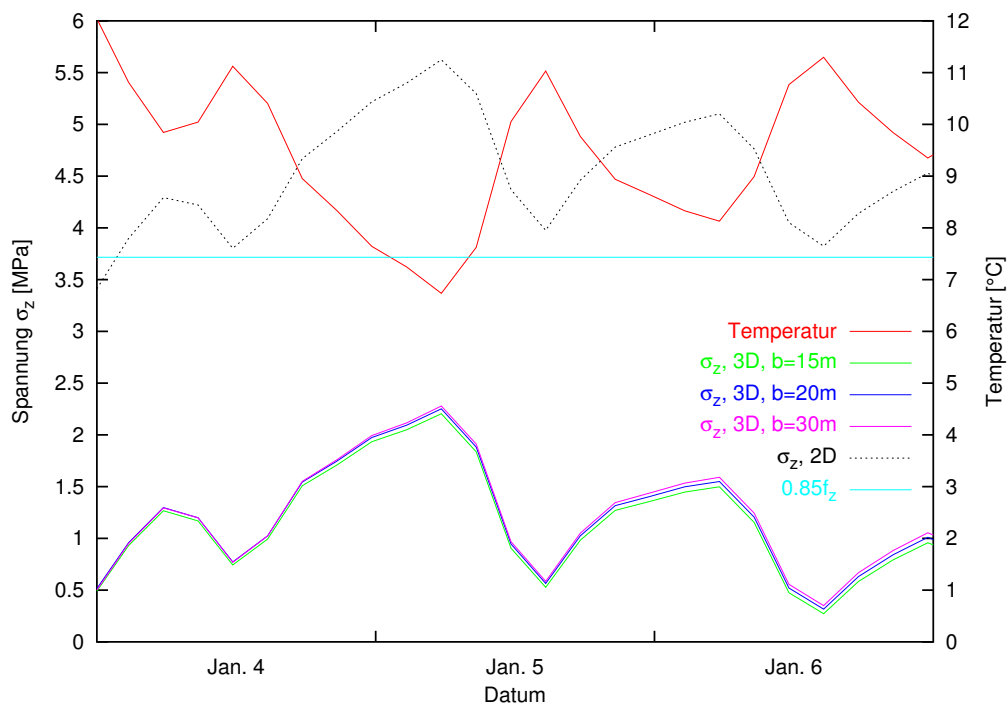


Abb. C.133: Entwicklung von σ_z Anfang Januar Jahr 6 (in der Mitte, 382.0 müNN) bei 2D-Modell und 3D-Modell mit unterschiedlichen Querfugenabständen

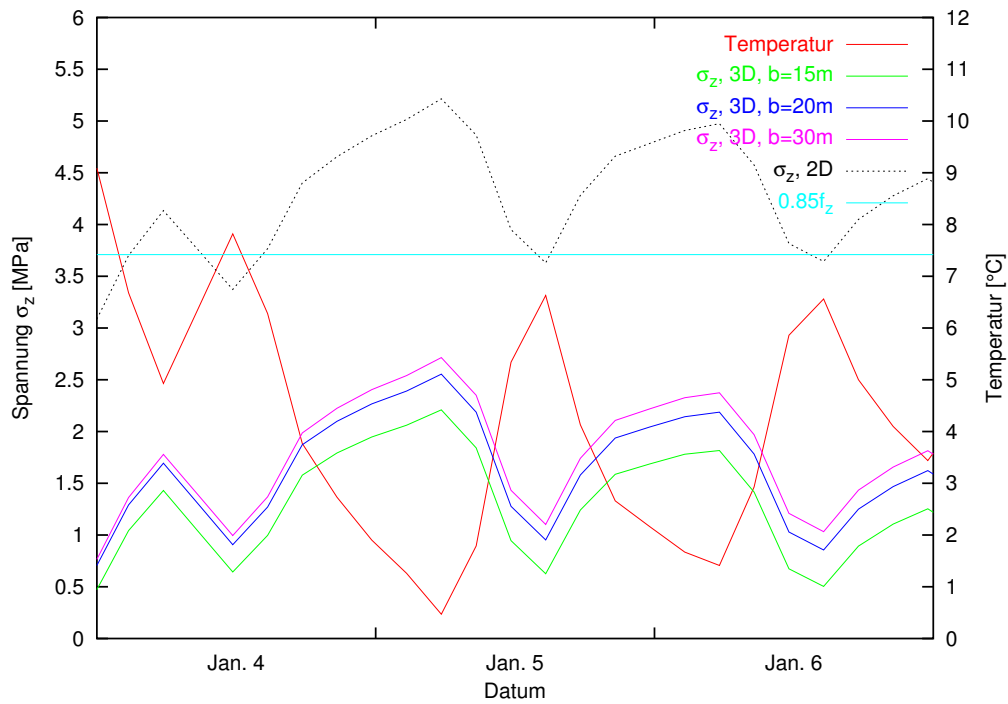


Abb. C.134: Entwicklung von σ_z Anfang Januar Jahr 6 (auf der Wasserseite, 382.0 müNN) bei 2D-Modell und 3D-Modell mit unterschiedlichen Querfugenabständen

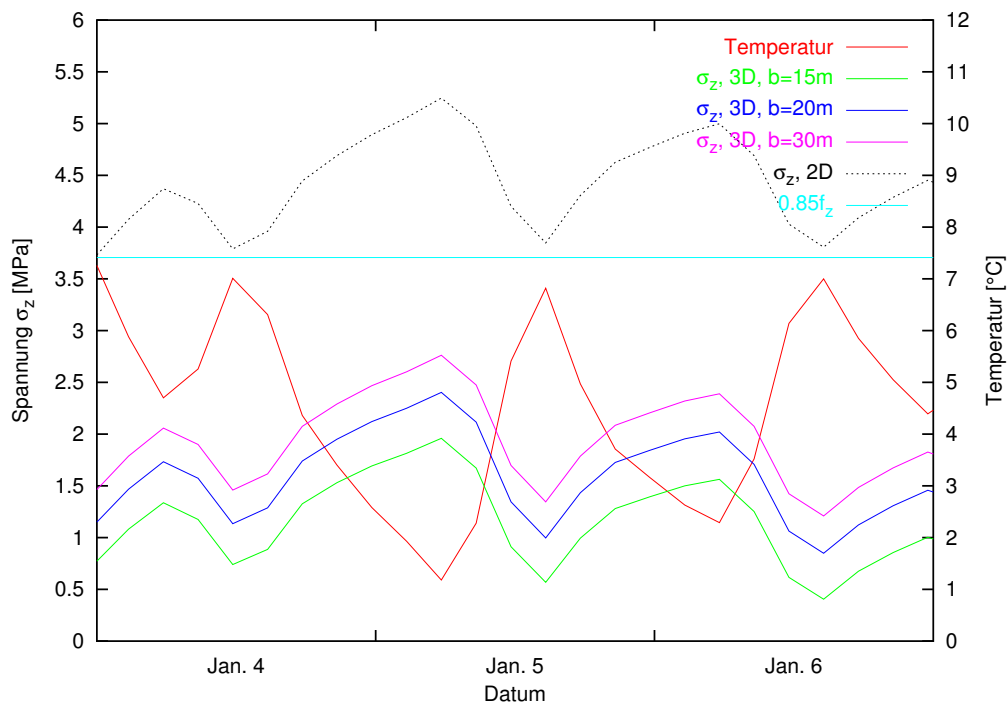
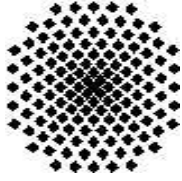


Abb. C.135: Entwicklung von σ_z Anfang Januar Jahr 6 (auf der Luftseite, 382.0 müNN) bei 2D-Modell und 3D-Modell mit unterschiedlichen Querfugenabständen



Institut für Wasserbau Universität Stuttgart

Pfaffenwaldring 61
70569 Stuttgart (Vaihingen)
Telefon (0711) 685 - 4717/41/52 o. - 4679
Telefax (0711) 685 - 7020 o. 4746 o. 4681
email: iws@iws.uni-stuttgart.de
<http://www.iws.uni-stuttgart.de>

Direktoren

Prof. Dr.-Ing. Rainer Helmig
Prof. Dr.-Ing. Dr. Andras Bárdossy
Prof. Dr.-Ing. Silke Wieprecht

Vorstand (Stand 15.03.2004)

Prof. Dr.-Ing. R. Helmig
Prof. Dr.-Ing. Dr. A. Bárdossy
Prof. Dr.-Ing. S. Wieprecht
Prof. Dr.-Ing. habil. B. Westrich
PD Dr.-Ing. B. Barczewski
Dr.-Ing. H. Class
Dr.-Ing. Arne Färber
Dr.-Ing. H.-P. Koschitzky
PD Dr.-Ing. W. Marx

Emeriti

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Jürgen Giesecke
Prof. Dr.h.c. Dr.-Ing. E.h. Helmut Kobus, Ph.D.

Lehrstuhl für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft

Leiter: Prof. Dr.-Ing. Silke Wieprecht
Stellv.: PD Dr.-Ing. Walter Marx, AOR

Lehrstuhl für Hydrologie und Geohydrologie

Leiter: Prof. Dr.-Ing. Dr. András Bárdossy
Stellv.: Dr.-Ing. Arne Färber

Lehrstuhl für Hydromechanik und Hydrosystemmodellierung

Leiter: Prof. Dr.-Ing. Rainer Helmig
Stellv.: Dr.-Ing. Holger Class

VEGAS, Versuchseinrichtung zur Grundwasser- und Altlastensanierung

Wiss. Leiter: PD Dr.-Ing. Baldur Barczewski
Techn. Leiter: Dr.-Ing. Hans-Peter Koschitzky

Versuchsanstalt

Leiter: apl. Prof. Dr.-Ing. Bernhard Westrich

Verzeichnis der Mitteilungshefte

- 1 Röhnisch, Arthur: *Die Bemühungen um eine Wasserbauliche Versuchsanstalt an der Technischen Hochschule Stuttgart*, und Fattah Abouleid, Abdel: *Beitrag zur Berechnung einer in lockeren Sand gerammten, zweifach verankerten Spundwand*, 1963
- 2 Marotz, Günter: *Beitrag zur Frage der Standfestigkeit von dichten Asphaltbelägen im Großwasserbau*, 1964
- 3 Gurr, Siegfried: *Beitrag zur Berechnung zusammengesetzter ebener Flächentragwerke unter besonderer Berücksichtigung ebener Stauwände, mit Hilfe von Randwert- und Lastwertmatrizen*, 1965

- 4 Plica, Peter: *Ein Beitrag zur Anwendung von Schalenkonstruktionen im Stahlwasserbau*, und Petrikat, Kurt: *Möglichkeiten und Grenzen des wasserbaulichen Versuchswesens*, 1966
- 5 Plate, Erich: *Beitrag zur Bestimmung der Windgeschwindigkeitsverteilung in der durch eine Wand gestörten bodennahen Luftschicht*, und Röhnisch, Arthur; Marotz, Günter: *Neue Baustoffe und Bauausführungen für den Schutz der Böschungen und der Sohle von Kanälen, Flüssen und Häfen; Gesteungskosten und jeweilige Vorteile*, sowie Unny, T.E.: *Schwingungsuntersuchungen am Kegelstrahlschieber*, 1967
- 6 Seiler, Erich: *Die Ermittlung des Anlagenwertes der bundeseigenen Binnenschiffahrtsstraßen und Talsperren und des Anteils der Binnenschiffahrt an diesem Wert*, 1967
- 7 *Sonderheft anlässlich des 65. Geburtstages von Prof. Arthur Röhnisch mit Beiträgen von* Benk, Dieter; Breitling, J.; Gurr, Siegfried; Haberhauer, Robert; Honekamp, Hermann; Kuz, Klaus Dieter; Marotz, Günter; Mayer-Vorfelder, Hans-Jörg; Miller, Rudolf; Plate, Erich J.; Radomski, Helge; Schwarz, Helmut; Vollmer, Ernst; Wildenhahn, Eberhard; 1967
- 8 Jumikis, Alfred: *Beitrag zur experimentellen Untersuchung des Wassernachschubs in einem gefrierenden Boden und die Beurteilung der Ergebnisse*, 1968
- 9 Marotz, Günter: *Technische Grundlagen einer Wasserspeicherung im natürlichen Untergrund*, 1968
- 10 Radomski, Helge: *Untersuchungen über den Einfluß der Querschnittsform wellenförmiger Spundwände auf die statischen und rammtechnischen Eigenschaften*, 1968
- 11 Schwarz, Helmut: *Die Grenztragfähigkeit des Baugrundes bei Einwirkung vertikal gezogener Ankerplatten als zweidimensionales Bruchproblem*, 1969
- 12 Erbel, Klaus: *Ein Beitrag zur Untersuchung der Metamorphose von Mittelgebirgsschneedecken unter besonderer Berücksichtigung eines Verfahrens zur Bestimmung der thermischen Schneequalität*, 1969
- 13 Westhaus, Karl-Heinz: *Der Strukturwandel in der Binnenschiffahrt und sein Einfluß auf den Ausbau der Binnenschiffskanäle*, 1969
- 14 Mayer-Vorfelder, Hans-Jörg: *Ein Beitrag zur Berechnung des Erdwiderstandes unter Ansatz der logarithmischen Spirale als Gleitflächenfunktion*, 1970
- 15 Schulz, Manfred: *Berechnung des räumlichen Erddruckes auf die Wandung kreiszylindrischer Körper*, 1970

- 16 Mobasseri, Manoutschehr: *Die Rippenstützmauer. Konstruktion und Grenzen ihrer Standsicherheit*, 1970
- 17 Benk, Dieter: *Ein Beitrag zum Betrieb und zur Bemessung von Hochwasserrückhaltebecken*, 1970
- 18 Gàl, Attila: *Bestimmung der mitschwingenden Wassermasse bei überströmten Fischbauchklappen mit kreiszylindrischem Staublech*, 1971, **vergriffen**
- 19 Kuz, Klaus Dieter: *Ein Beitrag zur Frage des Einsetzens von Kavitationerscheinungen in einer Düsenströmung bei Berücksichtigung der im Wasser gelösten Gase*, 1971, **vergriffen**
- 20 Schaak, Hartmut: *Verteilleitungen von Wasserkraftanlagen*, 1971
- 21 *Sonderheft zur Eröffnung der neuen Versuchsanstalt des Instituts für Wasserbau der Universität Stuttgart mit Beiträgen von* Brombach, Hansjörg; Dirksen, Wolfram; Gàl, Attila; Gerlach, Reinhard; Giesecke, Jürgen; Holthoff, Franz-Josef; Kuz, Klaus Dieter; Marotz, Günter; Minor, Hans-Erwin; Petrikat, Kurt; Röhnisch, Arthur; Rueff, Helge; Schwarz, Helmut; Vollmer, Ernst; Wildenhahn, Eberhard; 1972
- 22 Wang, Chung-su: *Ein Beitrag zur Berechnung der Schwingungen an Kegelstrahlschiebern*, 1972
- 23 Mayer-Vorfelder, Hans-Jörg: *Erdwiderstandsbeiwerte nach dem Ohde-Variationsverfahren*, 1972
- 24 Minor, Hans-Erwin: *Beitrag zur Bestimmung der Schwingungsanfachungsfunktionen überströmter Stauklappen*, 1972, **vergriffen**
- 25 Brombach, Hansjörg: *Untersuchung strömungsmechanischer Elemente (Fluidik) und die Möglichkeit der Anwendung von Wirbelkammerelementen im Wasserbau*, 1972, **vergriffen**
- 26 Wildenhahn, Eberhard: *Beitrag zur Berechnung von Horizontalfilterbrunnen*, 1972
- 27 Steinlein, Helmut: *Die Eliminierung der Schwebstoffe aus Flußwasser zum Zweck der unterirdischen Wasserspeicherung, gezeigt am Beispiel der Iller*, 1972
- 28 Holthoff, Franz Josef: *Die Überwindung großer Hubhöhen in der Binnenschifffahrt durch Schwimmerhebewerke*, 1973
- 29 Röder, Karl: *Einwirkungen aus Baugrundbewegungen auf trog- und kastenförmige Konstruktionen des Wasser- und Tunnelbaues*, 1973

-
- 30 Kretschmer, Heinz: *Die Bemessung von Bogenstaumauern in Abhängigkeit von der Talform*, 1973
- 31 Honekamp, Hermann: *Beitrag zur Berechnung der Montage von Unterwasserpipelines*, 1973
- 32 Giesecke, Jürgen: *Die Wirbelkammertriode als neuartiges Steuerorgan im Wasserbau*, und
Brombach, Hansjörg: *Entwicklung, Bauformen, Wirkungsweise und Steuereigenschaften von Wirbelkammerverstärkern*, 1974
- 33 Rueff, Helge: *Untersuchung der schwingungserregenden Kräfte an zwei hintereinander angeordneten Tiefschützen unter besonderer Berücksichtigung von Kavitation*, 1974
- 34 Röhnisch, Arthur: *Einpreßversuche mit Zementmörtel für Spannbeton - Vergleich der Ergebnisse von Modellversuchen mit Ausführungen in Hüllwellrohren*, 1975
- 35 *Sonderheft anlässlich des 65. Geburtstages von Prof. Dr.-Ing. Kurt Petrikat mit Beiträgen von*: Brombach, Hansjörg; Erbel, Klaus; Flinspach, Dieter; Fischer jr., Richard; Gàl, Attila; Gerlach, Reinhard; Giesecke, Jürgen; Haberhauer, Robert; Hafner Edzard; Hausenblas, Bernhard; Horlacher, Hans-Burkhard; Hutarew, Andreas; Knoll, Manfred; Krummet, Ralph; Marotz, Günter; Merkle, Theodor; Miller, Christoph; Minor, Hans-Erwin; Neumayer, Hans; Rao, Syamala; Rath, Paul; Rueff, Helge; Ruppert, Jürgen; Schwarz, Wolfgang; Topal-Gökceli, Mehmet; Vollmer, Ernst; Wang, Chung-su; Weber, Hans-Georg; 1975
- 36 Berger, Jochum: *Beitrag zur Berechnung des Spannungszustandes in rotationssymmetrisch belasteten Kugelschalen veränderlicher Wandstärke unter Gas- und Flüssigkeitsdruck durch Integration schwach singulärer Differentialgleichungen*, 1975
- 37 Dirksen, Wolfram: *Berechnung instationärer Abflußvorgänge in gestauten Gerinnen mittels Differenzenverfahren und die Anwendung auf Hochwasserrückhaltebecken*, 1976
- 38 Horlacher, Hans-Burkhard: *Berechnung instationärer Temperatur- und Wärmespannungsfelder in langen mehrschichtigen Hohlzylindern*, 1976
- 39 Hafner, Edzard: *Untersuchung der hydrodynamischen Kräfte auf Baukörper im Tiefwasserbereich des Meeres*, 1977, ISBN 3-921694-39-6
- 40 Ruppert, Jürgen: *Über den Axialwirbelkammerverstärker für den Einsatz im Wasserbau*, 1977, ISBN 3-921694-40-X
- 41 Hutarew, Andreas: *Beitrag zur Beeinflussbarkeit des Sauerstoffgehalts in Fließgewässern an Abstürzen und Wehren*, 1977, ISBN 3-921694-41-8, **vergriffen**

- 42 Miller, Christoph: *Ein Beitrag zur Bestimmung der schwingungserregenden Kräfte an unterströmten Wehren*, 1977, ISBN 3-921694-42-6
- 43 Schwarz, Wolfgang: *Druckstoßberechnung unter Berücksichtigung der Radial- und Längsverschiebungen der Rohrwandung*, 1978, ISBN 3-921694-43-4
- 44 Kinzelbach, Wolfgang: *Numerische Untersuchungen über den optimalen Einsatz variabler Kühlsysteme einer Kraftwerkskette am Beispiel Oberrhein*, 1978, ISBN 3-921694-44-2
- 45 Barczewski, Baldur: *Neue Meßmethoden für Wasser-Luftgemische und deren Anwendung auf zweiphasige Auftriebsstrahlen*, 1979, ISBN 3-921694-45-0
- 46 Neumayer, Hans: *Untersuchung der Strömungsvorgänge in radialen Wirbelkammerverstärkern*, 1979, ISBN 3-921694-46-9
- 47 Elalfy, Youssef-Elhassan: *Untersuchung der Strömungsvorgänge in Wirbelkammerdioden und -drosseln*, 1979, ISBN 3-921694-47-7
- 48 Brombach, Hansjörg: *Automatisierung der Bewirtschaftung von Wasserspeichern*, 1981, ISBN 3-921694-48-5
- 49 Geldner, Peter: *Deterministische und stochastische Methoden zur Bestimmung der Selbstdichtung von Gewässern*, 1981, ISBN 3-921694-49-3, **vergriffen**
- 50 Mehlhorn, Hans: *Temperaturveränderungen im Grundwasser durch Brauchwasserreinleitungen*, 1982, ISBN 3-921694-50-7, **vergriffen**
- 51 Hafner, Edzard: *Rohrleitungen und Behälter im Meer*, 1983, ISBN 3-921694-51-5
- 52 Rinnert, Bernd: *Hydrodynamische Dispersion in porösen Medien: Einfluß von Dichteunterschieden auf die Vertikalvermischung in horizontaler Strömung*, 1983, ISBN 3-921694-52-3, **vergriffen**
- 53 Lindner, Wulf: *Steuerung von Grundwasserentnahmen unter Einhaltung ökologischer Kriterien*, 1983, ISBN 3-921694-53-1, **vergriffen**
- 54 Herr, Michael; Herzer, Jörg; Kinzelbach, Wolfgang; Kobus, Helmut; Rinnert, Bernd: *Methoden zur rechnerischen Erfassung und hydraulischen Sanierung von Grundwasserkontaminationen*, 1983, ISBN 3-921694-54-X
- 55 Schmitt, Paul: *Wege zur Automatisierung der Niederschlagsermittlung*, 1984, ISBN 3-921694-55-8, **vergriffen**
- 56 Müller, Peter: *Transport und selektive Sedimentation von Schwebstoffen bei gestautem Abfluß*, 1985, ISBN 3-921694-56-6

- 57 El-Qawasmeh, Fuad: *Möglichkeiten und Grenzen der Tropfbewässerung unter besonderer Berücksichtigung der Verstopfungsanfälligkeit der Tropfelemente*, 1985, ISBN 3-921694-57-4, **vergriffen**
- 58 Kirchenbaur, Klaus: *Mikroprozessorgesteuerte Erfassung instationärer Druckfelder am Beispiel seegangsbelasteter Baukörper*, 1985, ISBN 3-921694-58-2
- 59 Kobus, Helmut (Hrsg.): *Modellierung des großräumigen Wärme- und Schadstofftransports im Grundwasser*, Tätigkeitsbericht 1984/85 (DFG-Forschergruppe an den Universitäten Hohenheim, Karlsruhe und Stuttgart), 1985, ISBN 3-921694-59-0, **vergriffen**
- 60 Spitz, Karlheinz: *Dispersion in porösen Medien: Einfluß von Inhomogenitäten und Dichteunterschieden*, 1985, ISBN 3-921694-60-4, **vergriffen**
- 61 Kobus, Helmut: *An Introduction to Air-Water Flows in Hydraulics*, 1985, ISBN 3-921694-61-2
- 62 Kaleris, Vassilios: *Erfassung des Austausches von Oberflächen- und Grundwasser in horizontalebene Grundwassermodellen*, 1986, ISBN 3-921694-62-0
- 63 Herr, Michael: *Grundlagen der hydraulischen Sanierung verunreinigter Porengrundwasserleiter*, 1987, ISBN 3-921694-63-9
- 64 Marx, Walter: *Berechnung von Temperatur und Spannung in Massenbeton infolge Hydratation*, 1987, ISBN 3-921694-64-7
- 65 Koschitzky, Hans-Peter: *Dimensionierungskonzept für Sohlbelüfter in Schußrinnen zur Vermeidung von Kavitationsschäden*, 1987, ISBN 3-921694-65-5
- 66 Kobus, Helmut (Hrsg.): *Modellierung des großräumigen Wärme- und Schadstofftransports im Grundwasser*, Tätigkeitsbericht 1986/87 (DFG-Forschergruppe an den Universitäten Hohenheim, Karlsruhe und Stuttgart) 1987, ISBN 3-921694-66-3
- 67 Söll, Thomas: *Berechnungsverfahren zur Abschätzung anthropogener Temperaturanomalien im Grundwasser*, 1988, ISBN 3-921694-67-1
- 68 Dittrich, Andreas; Westrich, Bernd: *Bodenseeufererosion, Bestandsaufnahme und Bewertung*, 1988, ISBN 3-921694-68-X, **vergriffen**
- 69 Huwe, Bernd; van der Ploeg, Rienk R.: *Modelle zur Simulation des Stickstoffhaushaltes von Standorten mit unterschiedlicher landwirtschaftlicher Nutzung*, 1988, ISBN 3-921694-69-8, **vergriffen**
- 70 Stephan, Karl: *Integration elliptischer Funktionen*, 1988, ISBN 3-921694-70-1

- 71 Kobus, Helmut; Zilliox, Lothaire (Hrsg.): *Nitratbelastung des Grundwassers, Auswirkungen der Landwirtschaft auf die Grundwasser- und Rohwasserbeschaffenheit und Maßnahmen zum Schutz des Grundwassers*. Vorträge des deutsch-französischen Kolloquiums am 6. Oktober 1988, Universitäten Stuttgart und Louis Pasteur Strasbourg (Vorträge in deutsch oder französisch, Kurzfassungen zweisprachig), 1988, ISBN 3-921694-71-X
- 72 Soyeaux, Renald: *Unterströmung von Stauanlagen auf klüftigem Untergrund unter Berücksichtigung laminarer und turbulenter Fließzustände*, 1991, ISBN 3-921694-72-8
- 73 Kohane, Roberto: *Berechnungsmethoden für Hochwasserabfluß in Fließgewässern mit überströmten Vorländern*, 1991, ISBN 3-921694-73-6
- 74 Hassinger, Reinhard: *Beitrag zur Hydraulik und Bemessung von Blocksteinrampen in flexibler Bauweise*, 1991, ISBN 3-921694-74-4, **vergriffen**
- 75 Schäfer, Gerhard: *Einfluß von Schichtenstrukturen und lokalen Einlagerungen auf die Längsdispersion in Porengrundwasserleitern*, 1991, ISBN 3-921694-75-2
- 76 Giesecke, Jürgen: *Vorträge, Wasserwirtschaft in stark besiedelten Regionen; Umweltforschung mit Schwerpunkt Wasserwirtschaft*, 1991, ISBN 3-921694-76-0
- 77 Huwe, Bernd: *Deterministische und stochastische Ansätze zur Modellierung des Stickstoffhaushalts landwirtschaftlich genutzter Flächen auf unterschiedlichem Skalenniveau*, 1992, ISBN 3-921694-77-9, **vergriffen**
- 78 Rommel, Michael: *Verwendung von Klufdaten zur realitätsnahen Generierung von Klufnetzen mit anschließender laminar-turbulenter Strömungsberechnung*, 1993, ISBN 3-92 1694-78-7
- 79 Marschall, Paul: *Die Ermittlung lokaler Stofffrachten im Grundwasser mit Hilfe von Einbohrloch-Meßverfahren*, 1993, ISBN 3-921694-79-5, **vergriffen**
- 80 Ptak, Thomas: *Stofftransport in heterogenen Porenaquiferen: Felduntersuchungen und stochastische Modellierung*, 1993, ISBN 3-921694-80-9, **vergriffen**
- 81 Haakh, Frieder: *Transientes Strömungsverhalten in Wirbelkammern*, 1993, ISBN 3-921694-81-7
- 82 Kobus, Helmut; Cirpka, Olaf; Barczewski, Baldur; Koschitzky, Hans-Peter: *Versucheinrichtung zur Grundwasser und Altlastensanierung VEGAS, Konzeption und Programmrahmen*, 1993, ISBN 3-921694-82-5
- 83 Zang, Weidong: *Optimaler Echtzeit-Betrieb eines Speichers mit aktueller Abflußgenerierung*, 1994, ISBN 3-921694-83-3, **vergriffen**

- 84 Franke, Hans-Jörg: *Stochastische Modellierung eines flächenhaften Stoffeintrages und Transports in Grundwasser am Beispiel der Pflanzenschutzmittelproblematik*, 1995, ISBN 3-921694-84-1
- 85 Lang, Ulrich: *Simulation regionaler Strömungs- und Transportvorgänge in Karst-aquiferen mit Hilfe des Doppelkontinuum-Ansatzes: Methodenentwicklung und Parameteridentifikation*, 1995, ISBN 3-921694-85-X, **vergriffen**
- 86 Helmig, Rainer: *Einführung in die Numerischen Methoden der Hydromechanik*, 1996, ISBN 3-921694-86-8, **vergriffen**
- 87 Cirpka, Olaf: *CONTRACT: A Numerical Tool for Contaminant Transport and Chemical Transformations - Theory and Program Documentation -*, 1996, ISBN 3-921694-87-6
- 88 Haberlandt, Uwe: *Stochastische Synthese und Regionalisierung des Niederschlages für Schmutzfrachtberechnungen*, 1996, ISBN 3-921694-88-4
- 89 Croisé, Jean: *Extraktion von flüchtigen Chemikalien aus natürlichen Lockergesteinen mittels erzwungener Luftströmung*, 1996, ISBN 3-921694-89-2
- 90 Jorde, Klaus: *Ökologisch begründete, dynamische Mindestwasserregelungen bei Ausleitungskraftwerken*, 1997, ISBN 3-921694-90-6
- 91 Helmig, Rainer: *Gekoppelte Strömungs- und Transportprozesse im Untergrund - Ein Beitrag zur Hydrosystemmodellierung-*, 1998, ISBN 3-921694-91-4
- 92 Emmert, Martin: *Numerische Modellierung nichtisothermer Gas-Wasser Systeme in porösen Medien*, 1997, ISBN 3-921694-92-2
- 93 Kern, Ulrich: *Transport von Schweb- und Schadstoffen in staugeregelten Fließgewässern am Beispiel des Neckars*, 1997, ISBN 3-921694-93-0
- 94 Förster, Georg: *Druckstoßdämpfung durch große Luftblasen in Hochpunkten von Rohrleitungen 1997*, ISBN 3-921694-94-9
- 95 Cirpka, Olaf: *Numerische Methoden zur Simulation des reaktiven Mehrkomponententransports im Grundwasser*, 1997, ISBN 3-921694-95-7
- 96 Färber, Arne: *Wärmetransport in der ungesättigten Bodenzone: Entwicklung einer thermischen In-situ-Sanierungstechnologie*, 1997, ISBN 3-921694-96-5
- 97 Betz, Christoph: *Wasserdampfdestillation von Schadstoffen im porösen Medium: Entwicklung einer thermischen In-situ-Sanierungstechnologie*, 1998, ISBN 3-921694-97-3

-
- 98 Xu, Yichun: *Numerical Modeling of Suspended Sediment Transport in Rivers*, 1998, ISBN 3-921694-98-1, **vergriffen**
- 99 Wüst, Wolfgang: *Geochemische Untersuchungen zur Sanierung CKW-kontaminierter Aquifere mit Fe(0)-Reaktionswänden*, 2000, ISBN 3-933761-02-2
- 100 Sheta, Hussam: *Simulation von Mehrphasenvorgängen in porösen Medien unter Einbeziehung von Hysterese-Effekten*, 2000, ISBN 3-933761-03-4
- 101 Ayros, Edwin: *Regionalisierung extremer Abflüsse auf der Grundlage statistischer Verfahren*, 2000, ISBN 3-933761-04-2, **vergriffen**
- 102 Huber, Ralf: *Compositional Multiphase Flow and Transport in Heterogeneous Porous Media*, 2000, ISBN 3-933761-05-0
- 103 Braun, Christopherus: *Ein Upscaling-Verfahren für Mehrphasenströmungen in porösen Medien*, 2000, ISBN 3-933761-06-9
- 104 Hofmann, Bernd: *Entwicklung eines rechnergestützten Managementsystems zur Beurteilung von Grundwasserschadensfällen*, 2000, ISBN 3-933761-07-7
- 105 Class, Holger: *Theorie und numerische Modellierung nichtisothermer Mehrphasenprozesse in NAPL-kontaminierten porösen Medien*, 2001, ISBN 3-933761-08-5
- 106 Schmidt, Reinhard: *Wasserdampf- und Heißluftinjektion zur thermischen Sanierung kontaminierter Standorte*, 2001, ISBN 3-933761-09-3
- 107 Reinhold Josef.: *Schadstoffextraktion mit hydraulischen Sanierungsverfahren unter Anwendung von grenzflächenaktiven Stoffen*, 2001, ISBN 3-933761-10-7
- 108 Schneider, Matthias: *Habitat und Abflussmodellierung für Fließgewässer mit unscharfen Berechnungsansätzen*, 2001, ISBN 3-933761-11-5
- 109 Rathgeb, Andreas: *Hydrodynamische Bemessungsgrundlagen für Lockerdeckwerke an überströmbaren Erddämmen*, 2001, ISBN 3-933761-12-3
- 110 Lang, Stefan: *Parallele numerische Simulation instationärer Probleme mit adaptiven Methoden auf unstrukturierten Gittern*, 2001, ISBN 3-933761-13-1
- 111 Appt, Jochen; Stumpp Simone: *Die Bodensee-Messkampagne 2001, IWS/CWR Lake Constance Measurement Program 2001*, 2002, ISBN 3-933761-14-X
- 112 Heimerl, Stephan: *Systematische Beurteilung von Wasserkraftprojekten*, 2002, ISBN 3-933761-15-8

-
- 113 Iqbal, Amin: *On the Management and Salinity Control of Drip Irrigation*, 2002, ISBN 3-933761-16-6
- 114 Silberhorn-Hemminger, Annette: *Modellierung von Kluftaquifersystemen: Geostatistische Analyse und deterministisch-stochastische Kluftgenerierung*, 2002, ISBN 3-933761-17-4
- 115 Winkler, Angela: *Prozesse des Wärme- und Stofftransports bei der In-situ-Sanierung mit festen Wärmequellen*, 2003, ISBN 3-933761-18-2
- 116 Marx, Walter: *Wasserkraft, Bewässerung, Umwelt - Planungs- und Bewertungsschwerpunkte der Wasserbewirtschaftung*, 2003, ISBN 3-933761-19-0
- 117 Hinkelmann, Reinhard: *Efficient Numerical Methods and Information-Processing Techniques in Environment Water*, 2003, ISBN 3-933761-20-4
- 118 Samaniego-Eguiguren, Luis Eduardo: *Hydrological Consequences of Land Use / Land Cover and Climatic Changes in Mesoscale Catchments*, 2003, ISBN 3-933761-21-2
- 119 Neunhäuserer, Lina: *Diskretisierungsansätze zur Modellierung von Strömungs- und Transportprozessen in geklüftet-porösen Medien*, 2003, ISBN 3-933761-22-0
- 120 Paul, Maren: *Simulation of Two-Phase Flow in Heterogeneous Porous Media with Adaptive Methods*, 2003, ISBN 3-933761-23-9
- 121 Ehret, Uwe: *Rainfall and Flood Nowcasting in Small Catchments using Weather Radar*, 2003, ISBN 3-933761-24-7
- 122 Haag, Ingo: *Der Sauerstoffhaushalt staugeregelter Flüsse am Beispiel des Neckars - Analysen, Experimente, Simulationen -*, 2003, ISBN 3-933761-25-5
- 123 Appt, Jochen: *Analysis of Basin-Scale Internal Waves in Upper Lake Constance*, 2003, ISBN 3-933761-26-3
- 124 Hrsg.: Schrenk, Volker; Batereau, Katrin; Barczewski, Baldur; Weber, Karolin und Koschitzky, Hans-Peter: *Symposium Ressource Fläche und VEGAS - Statuskolloquium 2003, 30. September und 1. Oktober 2003*, 2003, ISBN 3-933761-27-1
- 125 Omar Khalil Ouda: *Optimisation of Agricultural Water Use: A Decision Support System for the Gaza Strip*, 2003, ISBN 3-933761-28-0
- 126 Batereau, Katrin: *Sensorbasierte Bodenluftmessung zur Vor-Ort-Erkundung von Schadensherden im Untergrund*, 2004, ISBN 3-933761-29-8

-
- 127 Witt, Oliver: *Erosionsstabilität von Gewässersedimenten mit Auswirkung auf den Stofftransport bei Hochwasser am Beispiel ausgewählter Stauhaltungen des Oberrheins*, 2004, ISBN 3-933761-30-1
- 128 Jakobs, Hartmut: *Simulation nicht-isothermer Gas-Wasser-Prozesse in komplexen Kluft-Matrix-Systemen*, 2004, ISBN 3-933761-31-X
- 129 Li, Chen-Chien: *Deterministisch stochastisches Berechnungskonzept zur Beurteilung der Auswirkungen erosiver Hochwasserereignisse in Flusstauhaltungen*, 2004, ISBN 3-933761-32-8
- 130 Reichenberger, Volker; Helmig, Rainer; Jakobs, Hartmut; Bastian, Peter; Niessner, Jennifer: *Complex Gas-Water Processes in Discrete Fracture-Matrix Systems Upscaling, Mass-Conservative Discretization and Efficient Multilevel Solution*, 2004, ISBN 3-933761-33-6
- 131 Hrsg.: Barczewski, Baldur; Koschitzky, Hans-Peter; Weber, Karolin; Wege, Ralf: *VEGAS - Statuskolloquium 2004*, 5. Oktober 2004, 2004, ISBN 3-933761-34-4
- 132 Asie, Kemal Jabir: *Finite Volume Models for Multiphase Multicomponent Flow through Porous Media*. 2005, ISBN 3-933761-35-2
- 133 Jacoub, George: *Development of a 2-D Numerical Module for Particulate Contaminant Transport in Flood Retention Reservoirs and Impounded Rivers*, 2004, ISBN 3-933761-36-0
- 134 Nowak, Wolfgang: *Geostatistical Methods for the Identification of Flow and Transport Parameters in the Subsurface*, 2005, ISBN 3-933761-37-9
- 135 Süß, Mia: *Analysis of the influence of structures and boundaries on flow and transport processes in fractured porous media*, 2005, ISBN 3-933761-38-7
- 136 Jose, Surabhin Chackiath: *Experimental Investigations on Longitudinal Dispersive Mixing in Heterogeneous Aquifers*, 2005, ISBN: 3-933761-39-5
- 137 Filiz, Fulya: *Linking Large-Scale Meteorological Conditions to Floods in Mesoscale Catchments*, 2005, ISBN 3-933761-40-9
- 138 Qin, Minghao: *Wirklichkeitsnahe und recheneffiziente Ermittlung von Temperatur und Spannungen bei großen RCC-Staumauern*, 2005, ISBN 3-933761-41-7
- 139 Kobayashi, Kenichiro: *Optimization Methods for Multiphase Systems in the Subsurface - Application to Methane Migration in Coal Mining Areas*, 2005, ISBN 3-933761-42-5

