

# **Unbewehrte Betonfahrbahnplatten unter witterungsbedingten Beanspruchungen**

Zur Erlangung des akademischen Grades eines

**DOKTOR-INGENIEURS**

von der Fakultät für

**Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften  
der Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH)**

genehmigte

**DISSERTATION**

von

**Dipl.-Ing. Sam Foos**

**aus Nizam**

Tag der mündlichen Prüfung:

02. 12. 2005

Hauptreferent:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller

Korreferent:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Peter Schießl

Karlsruhe 2006





## Kurzfassung

Eine Verbesserung der Lebensdauer befahrbarer Betonplatten erfordert präzise Kenntnisse über die vorherrschenden Beanspruchungen und deren Berücksichtigung bei der Bemessung. Dies gilt insbesondere für witterungsbedingte Beanspruchungen, die zu relativ hohen Temperatur- und Feuchtegradienten führen können. Daher gilt es, die offenen Fragen zur Größe thermischer und hygrischer Spannungen bzw. zum Trag- und Verformungsverhalten von Platten bei thermischen und hygrischen Einwirkungen zu klären. In vielen praktischen Fällen könnten dauerhafte Bodenplatten besonders wirtschaftlich aus unbewehrtem oder nur sehr schwach, d. h. konstruktiv bewehrtem Beton hergestellt werden. Hierzu bedarf es jedoch eines geeigneten, werkstoffgerechten Bemessungskonzepts, das sowohl das nichtlineare Betonverhalten als auch die lastabhängigen und die lastunabhängigen Betonverformungen unter Ausschöpfung der Zugfestigkeit wirklichkeitsnah berücksichtigt. Ein derartiges Bemessungskonzept ist jedoch bislang weitgehend unbekannt.

In der vorliegenden Arbeit wurde ein neues Bemessungsverfahren für unbewehrte befahrbare Betonplatten in der Bauweise „ohne Verbund“ entwickelt, das neben den verkehrslastbedingten Spannungen die maßgebenden Spannungen infolge witterungsbedingter Beanspruchungen berücksichtigt. Das Bemessungsverfahren beruht auf einem normkonformen Sicherheitskonzept und berücksichtigt wirklichkeitsnah das nichtlineare Trag- und Verformungsverhalten von Beton. Des Weiteren schließt es die maßgebenden betontechnologischen und herstellungstechnischen Parameter ein, welche bei der Bestimmung des Verlaufs der Nullspannungstemperatur eine wesentliche Rolle spielen. Ein wichtiger Schwerpunkt der Arbeit war die Entwicklung eines numerischen Analysemodells, welches die Grundlage für die Entwicklung des Bemessungsverfahrens bildet. Zur Kalibrierung und Verifizierung des numerischen Modells wurden umfangreiche experimentelle Untersuchungen durchgeführt.

Im Rahmen von Großversuchen erfolgte eine praxisnahe Simulation von hygrischen und thermischen Beanspruchungen an großen Betonplatten, die unter verschiedenen Versuchsbedingungen gelagert wurden. Hierbei wurde u. a. der Einfluss der Austrocknung an der Oberseite, der Befeuchtung der Unterseite, der Zwangsbeanspruchung an den Plattenenden und des Thermoschocks untersucht. An kleinen Probekörpern wurden die mechanischen und physikalischen Eigenschaften des verwendeten Betons bestimmt.

Zur Durchführung der numerischen Untersuchungen wurde ein Analysemodell basierend auf der FE-Methode entwickelt. Durch die Implementierung wirklichkeitsnaher Stoffgesetze sowie der hygrischen, thermischen, rheologischen und bruchmechanischen Eigenschaften des Betons kann nun das Verhalten von Betonplatten unter kritischen hygrischen und thermischen Beanspruchungen mit der erforderlichen Genauigkeit beschrieben werden. Ferner wurde eine Parameterstudie mit dem Ziel durchgeführt, die für das neu zu entwickelnde Bemessungsverfahren maßgebenden Parameter zu bestimmen. Im Rahmen von weiteren Untersuchungen konnte zudem erstmals der Verlauf der Nullspannungstemperatur rechnerisch ermittelt werden, welcher zur genauen Bestimmung der Spannung infolge thermischer Beanspruchung bekannt sein muss.

Aus den Ergebnissen der numerischen und experimentellen Untersuchungen wurden unter Einbezug des neuen Bemessungsverfahrens Schlüsse gezogen, die einen Beitrag zur zielsicheren Herstellung dauerhafter unbewehrter befahrbarer Betonplatten in der Bauweise „ohne Verbund“ leisten. Ein Teil dieser Folgerungen ist in der Baupraxis bereits bekannt, basiert in der vorliegenden Arbeit aber – im Gegensatz zu früheren qualitativen Betrachtungen – auf quantitativen Analysen, die zudem experimentell bestätigt sind.

Mit dem neuen Bemessungsverfahren wurde ein Werkzeug geschaffen, mit dessen Hilfe dauerhafte unbewehrte befahrbare Platten aus Beton unter witterungsbedingten Beanspruchungen wirtschaftlich bemessen werden können.

## Abstract

In order to improve the durability of concrete pavement slabs the existing loadings, particularly the actions due to environmental conditions, must be known in detail and considered in the design process. These actions cause great temperature and moisture gradients in the concrete slabs, which create tensile stresses. Therefore, an economical production of durable concrete pavements requires a suitable design concept, which considers besides the nonlinear behaviour of concrete the load-dependent and load-independent deformation behaviour of concrete by completely considering the tensile strength of concrete.

In This thesis, a new design method for concrete pavement slabs without bond with the subgrade was developed including the effect of weathering conditions in addition to static and dynamic live loads. The design method considers the nonlinear behaviour of concrete and encloses for the first time significant concrete technological and manufacturing boundary conditions, which are essential to determine the zero-stress temperature. The basis of this new design method is formed by a developed analytical numerical model, which was verified based on the results of extensive experimental investigations.

Within the experimental programme large concrete slabs were exposed to temperature and moisture conditions, similar to real life applications, for example drying on the upper side, wetting of the bottom side, deformation restraint at the ends of the slab as well as solar radiation followed by thermal shock. Furthermore, various mechanical and physical properties of the applied concrete were determined.

Using the FE-programme DIANA a numerical analytical model was developed considering realistic material laws and the hygral, thermal, rheological and fracture mechanical properties of concrete. This model can describe accurately the behaviour of concrete pavement slabs under critical hygral and thermal actions.

Based on the numerical model a parameter study was performed in order to define the significant parameters for the design method. For the first time, in the context of further numerical investigations the distribution of the zero-stress temperature could be calculated, which allows an exact estimation of the thermal stresses.

From the results of extensive numerical investigations with consideration of the experimental investigations, significant conclusions could be gained. The application of these recommendations within the design method contributes to the production of durable concrete pavements. Some of these recommendations have been known among experts for a long time, however were based on an empirical background only. In contrast, the conclusions presented here based on quantitative analyses, which are also experimentally approved.

The new design method represents for the first time a tool, which enables to improve the durability while reducing the cost of production of concrete pavements.

## Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Angestellter am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Karlsruhe (TH). Das Thema der Arbeit ergab sich zum großen Teil aus der Bearbeitung des Forschungsprojekts „Verformungsverhalten von Betonfahrbahndecken unter kritischen Beanspruchungen“, welches im Auftrag der Bundesanstalt für Straßenwesen durchgeführt wurde.

An erster Stelle möchte ich meinem Doktorvater Herrn Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller für die Betreuung dieser Arbeit, seine fachliche und menschliche Unterstützung, seine wertvollen Anregungen und Ratschläge sowie die fruchtbaren fachlichen Diskussionen ganz herzlich danken.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. P. Schießl für die Übernahme des Korreferats und seine wertvollen Anmerkungen bei der Durchsicht der Arbeit. Herrn Prof. Dr.-Ing. F. Nestmann danke ich für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission.

Weiterhin möchte ich mich bei allen Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern des Instituts bedanken, die durch Mithilfe insbesondere bei der Durchführung der experimentellen Untersuchungen zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben.

Dank und Anerkennung gilt auch meinen wissenschaftlichen Hilfskräften Frau Sarah Al-Talawe, Frau Isabel Burkart und Herrn Daniel Funk, die mich in vielfältiger Weise unterstützt haben. Meinen Kolleginnen und Kollegen danke ich für die gute Zusammenarbeit, das positive Arbeitsklima und die fachlichen Diskussionen.

Ganz besonders bedanke ich mich bei meiner Frau Heike und meinen Kindern Carolina und Dominic, die durch ihre Liebe und ihre Unterstützung zum erfolgreichen Abschluss dieser Arbeit beigetragen haben.

## Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einführung</b>	<b>1</b>
1.1	Problemstellung	1
1.2	Zielsetzung und Vorgehensweise	1
<b>2</b>	<b>Literatursichtung</b>	<b>5</b>
2.1	Gängige Tragsysteme für befahrbare Betonplatten	5
2.1.1	Aufbau	5
2.1.2	Herstellung und Betontechnologie	6
2.1.3	Fugen und Plattenverbindung	7
2.2	Thermisches Verhalten von Betonplatten	9
2.2.1	Wärmetransport im Beton	9
2.2.2	Hydratationswärme und Frischbetontemperatur	11
2.2.3	Nullspannungstemperatur	12
2.2.4	Verformungen infolge Temperaturänderungen	14
2.3	Hygrisches Verhalten von Betonplatten	17
2.3.1	Feuchtetransport im Beton	17
2.3.2	Schwinden und Quellen	18
2.4	Beanspruchung von Betonplatten	20
2.4.1	Thermische Beanspruchung	20
2.4.2	Hygrische Beanspruchung	25
2.4.3	Beanspruchung infolge Verkehrslast	26
2.4.4	Sonstige Beanspruchungen	27
2.5	Beanspruchbarkeit von Betonplatten	28
2.5.1	Allgemeines	28
2.5.2	Zugfestigkeit	29
2.5.3	Nichtlineares Tragverhalten	29
2.5.4	Viskoelastisches Verformungsverhalten	31
2.5.5	Ermüdungsverhalten	31
2.6	Bemessung von Betonplatten	34
2.6.1	Allgemeines	34
2.6.2	Aktuelle Bemessungsverfahren	35
<b>3</b>	<b>Experimentelle Untersuchungen</b>	<b>37</b>
3.1	Versuchsprogramm	37
3.2	Durchführung der Großversuche	41
3.2.1	Versuchsaufbau und Messtechnik	41
3.2.2	Betonzusammensetzung und -eigenschaften	45
3.2.3	Plattenherstellung und Nachbehandlung	47
3.2.4	Temperaturentwicklung infolge Hydratationswärme	49
3.2.5	Temperaturverlauf und Umgebungsfeuchte über den Versuchszeitraum	50
3.3	Hygrische Dauerbeanspruchung	51
3.3.1	Verformungen infolge Austrocknung an der Oberseite	51
3.3.2	Verformungen infolge zusätzlicher Befeuchtung der Unterseite	52
3.3.3	Einfluss einer fehlenden Nachbehandlung und des Winds	53

3.3.4	Verformungsbehinderung der Plattenenden (Zwangsbeanspruchung)	54
3.3.5	Feuchteverteilungen	55
3.3.6	Rissbildung	56
3.4	Hygrische Wechselbeanspruchung	57
3.4.1	Versuchsbeschreibung	57
3.4.2	Vertikale Verformungen	57
3.4.3	Verhalten bei Verformungsbehinderung der Plattenenden	58
3.4.4	Feuchteverteilungen	58
3.5	Thermische Beanspruchung	60
3.5.1	Versuchsbeschreibung	60
3.5.2	Temperaturmessungen	61
3.5.3	Vertikale Verformungen	65
3.5.4	Dehnungsverteilungen über die Plattenhöhe	68
3.5.5	Feuchteverteilungen	70
3.5.6	Gegenüberstellung von Temperatur- und Verformungsverläufen	72
3.5.7	Rissbildung	74
3.6	Bruchmechanische Untersuchungen an großen Betonplatten	76
3.6.1	Untersuchungsziel	76
3.6.2	Versuchsbeschreibung	76
3.6.3	Versuchsergebnisse	76
3.7	Experimentelle Untersuchungen an kleinen Probekörpern	78
3.7.1	Zentrische Zugfestigkeit	78
3.7.2	Bruchenergie	79
3.7.3	Einfluss der Umgebungsbedingungen auf die mechanischen Eigenschaften	79
3.7.4	Gravimetrische Feuchteverteilung	80
3.7.5	Sorptionsisothermen	81
3.7.6	Porengrößenverteilung	82
3.7.7	Spezifische Oberfläche	83
3.7.8	Wärmedehnzahl	84
3.7.9	Wasseraufnahme und Wasserdampfdiffusionszahl	84
3.7.10	Verformungen von kleinen Probekörpern	84
3.8	Zusammenfassung und Schlussfolgerungen	87
<b>4</b>	<b>Numerisches Modell</b>	<b>91</b>
4.1	Vorbemerkungen	91
4.2	Ablauf der Berechnungen	91
4.3	Verwendete Stoffgesetze und Materialkennwerte	93
4.3.1	Mathematische Beschreibung der Feuchte- und Wärmetransportprozesse	93
4.3.2	Hygrische Materialkennwerte	94
4.3.2.1	Feuchteleitfähigkeit	94
4.3.2.2	Feuchtedehnung und Feuchteübergang	97
4.3.3	Thermische Materialkennwerte	99
4.3.4	Mechanische Stoffgesetze	100
4.3.4.1	Bruchverhalten und Rissbildung	100
4.3.4.2	Heterogenität des Betons	101
4.3.4.3	Viskoelastisches Verformungsverhalten des Betons	102

4.3.5	Zusammenstellung der Materialkennwerte	104
4.4	Kalibrierung und Verifizierung des numerischen Modells	105
4.4.1	Allgemeines	105
4.4.2	FE-Modell der kleinen Probekörper	105
4.4.3	FE-Modell der großen Betonplatten	106
4.4.4	Vergleich zwischen den Ergebnissen der Versuche und der Numerik	107
4.5	Anwendung des Modells zur Simulation des Spannungs- und Rissverhaltens	110
4.5.1	Austrocknung an der Oberseite	110
4.5.2	Befeuchtung der Unterseite	111
4.5.3	Beschleunigte Austrocknung (Wind)	111
4.5.4	Verformungsbehinderung der Plattenenden	111
4.5.5	Einfluss der Heterogenität	112
4.5.6	Thermoschock	113
<b>5</b>	<b>Numerische Parameterstudie</b>	<b>115</b>
5.1	Vorbemerkungen	115
5.2	Randbedingungen und Bildung des Grundmodells	116
5.3	Einflussparameter	117
5.4	Hygrisches Verformungs- und Spannungsverhalten in einer normalen Umgebung	125
5.5	Einflüsse auf das Verhalten von Betonplatten unter hygrischer Beanspruchung	126
5.5.1	Plattengeometrie	126
5.5.2	Betongüte und -qualität	127
5.5.3	Nachbehandlungsdauer	129
5.5.4	Umgebungsfeuchte	129
5.5.5	Wasseraufnahme an der Unterseite	131
5.6	Thermisches Verformungs- und Spannungsverhalten an einem heißen Sommertag	131
5.7	Einflüsse auf das Verhalten von Betonplatten unter thermischer Beanspruchung	133
5.7.1	Plattengeometrie	133
5.7.2	Betonfestigkeitsklasse	134
5.7.3	Wärmeleitfähigkeit und -kapazität	135
5.7.4	Nullspannungstemperatur	135
5.7.5	Gewitterregen	137
5.7.6	Extremer Thermoschock (Hagelschauer)	138
5.8	Zusammenfassung und Schlussfolgerungen	139
<b>6</b>	<b>Analytische Untersuchungen zur Nullspannungstemperatur</b>	<b>143</b>
6.1	Allgemeines	143
6.2	Bestimmung des Verlaufs der Bezugstemperatur	143
6.2.1	FE-Modell	143
6.2.2	Berechnungsgrundlagen	144
6.2.3	Ergebnisse	147
6.3	Einflüsse auf den Verlauf der Bezugstemperatur	148

6.3.1	Betonierzeitpunkt und -umgebung	149
6.3.2	Frischbetontemperatur	150
6.3.3	Nachbehandlung	151
6.3.4	Betonzusammensetzung	152
6.4	Spannungen in Betonplatten unter Berücksichtigung der ermittelten Bezugstemperatur	153
6.4.1	FE-Modell	153
6.4.2	Bestimmung der maßgebenden Temperaturverteilungen	154
6.4.3	Einflüsse auf die resultierenden Spannungen	155
6.4.3.1	Allgemeines	155
6.4.3.2	Betonierzeitpunkt	156
6.4.3.3	Gewitterregen	157
6.4.3.4	Hallenumgebung	158
6.4.3.5	Frischbetontemperatur	159
6.4.3.6	Nachbehandlung	160
6.4.3.7	Betonzusammensetzung	161
6.5	Diskussion und Schlussfolgerungen	162
<b>7</b>	<b>Bemessung von Betonplatten</b>	<b>167</b>
7.1	Einführung	167
7.2	Entwicklung des Bemessungsmodells	167
7.2.1	Einwirkungen infolge thermischer Beanspruchung	167
7.2.1.1	Allgemeines	167
7.2.1.2	Spannungsermittlung	168
7.2.1.3	Berücksichtigung der Ermüdung	170
7.2.2	Einwirkungen infolge hygrischer Beanspruchung	173
7.2.2.1	Allgemeines	173
7.2.2.2	Spannungsermittlung	174
7.2.3	Einwirkungen infolge Verkehrslast	177
7.2.3.1	Allgemeines	177
7.2.3.2	Ausgewählte Verkehrslasten	178
7.2.3.3	Unterbaukonstruktionen	178
7.2.3.4	Spannungsermittlung	179
7.2.4	Widerstand	180
7.2.5	Empfohlene Teilsicherheitsbeiwerte	181
7.3	Konzept und Vorgehensweise	182
7.4	Sicherheitsmodell und Nachweisführung	183
7.5	Bemessungsbeispiele	185
7.5.1	Autobahndecke	185
7.5.2	Flugplatz-Landebahn	186
7.5.3	Industriebodenplatte	187
7.6	Diskussion und Folgerungen für die Baupraxis	188
<b>8</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>191</b>
	<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>195</b>
	<b>Anhang</b>	

# 1 Einführung

## 1.1 Problemstellung

Befahrte Betonplatten werden u. a. beim Straßen-, Flugplatz-, Industrie- und Gleisbau eingesetzt. Sie sind neben den Verkehrslasten oftmals extremen witterungsbedingten Beanspruchungen ausgesetzt. Diese führen zu relativ hohen Temperatur- und Feuchtegradienten, welche unter ungünstigen Umständen entsprechend große Verformungen (Aufschüsselungen oder Aufwölbungen) verursachen können.

Es ist bekannt, dass das Verformungsbestreben von Betonplatten unter ungünstigen Bedingungen Spannungen auslöst, die lokal die Zugfestigkeit des Betons überschreiten können und damit zu Rissbildungen führen. Dadurch kann sowohl die Gebrauchstauglichkeit als auch die Tragfähigkeit der Betonplatte beeinträchtigt werden. Weitgehend unbekannt ist aber die genaue Größenordnung der Verformungen und Spannungen, die witterungsbedingt entstehen. Deren Kenntnis ist jedoch für eine zutreffende Abschätzung der Wirkungen zusätzlicher Einflüsse aus verkehrsbedingten Beanspruchungen unerlässlich. Eine Unter- bzw. Überschätzung der witterungsbedingten Spannungen hat zur Folge, dass die Tragreserven einer Betonplatte entweder unter- oder überbemessen werden. Ersteres begünstigt die Schadensbildung und reduziert damit die Lebensdauer der Konstruktion, zweiteres verursacht zu hohe Baukosten.

Eine Verbesserung der Lebensdauer von befahrten Betonplatten erfordert also präzise Kenntnisse der auftretenden Beanspruchungen und deren Berücksichtigung bei der Bemessung der Platten. Daher gilt es, die offenen Fragen zur Größe thermischer und hygrischer Spannungen bzw. Verformungen von Platten zu klären.

In vielen Fällen könnten dauerhafte Boden- bzw. Fahrbahnplatten besonders wirtschaftlich aus unbewehrtem oder nur sehr schwach, d. h. nur konstruktiv bewehrtem Beton hergestellt werden. Hierzu bedarf es jedoch eines geeigneten, werkstoffgerechten Bemessungskonzepts, das sowohl das nichtlineare Betonverhalten als auch die lastabhängigen und die lastunabhängigen Betonverformungen unter Ausschöpfung der Zugfestigkeit wirklichkeitsnah berücksichtigt. Ein derartiges Bemessungskonzept ist jedoch bislang weitgehend unbekannt.

## 1.2 Zielsetzung und Vorgehensweise

Das Ziel dieser Arbeit besteht in der Entwicklung eines Bemessungsverfahrens für unbewehrte befahrte Betonplatten unter besonderer Berücksichtigung witterungsbedingter Beanspruchungen, die neben den Verkehrslasten vorherrschen.

Im Rahmen dieser Arbeit soll das bisher nicht hinreichend bekannte bzw. quantifizierte Verformungs- und Spannungsverhalten von Betonplatten unter witterungsbedingten Beanspruchungen untersucht werden. Dabei ist von zentraler Bedeutung, dass hier die charakteristischen Eigenschaften von Beton, wie u. a. das nichtlineare Materialverhalten, wirklichkeitsnah einbezogen werden.

Eine eingehende Analyse des Verformungs- und Spannungsverhaltens von Betonplatten in instationären Feuchte- und Temperaturfeldern unter Berücksichtigung des spezifischen nicht-linearen Betonverhaltens ist nur unter Einbeziehung geeigneter numerischer Modelle möglich. Daher widmet sich ein wesentlicher Teil dieser Arbeit der Entwicklung eines numerischen Analysemodells, mit dessen Hilfe die Verformungen und Spannungen von befahrbaren Betonplatten mit der hierfür erforderlichen Genauigkeit berechnet werden können. Anhand der Ergebnisse praxisnaher Bauteilversuche an großen Betonplatten sowie weiterer Versuche an kleinen Probekörpern ist das numerische Modell zu kalibrieren und zu verifizieren.

Das hier entwickelte Rechenmodell bildet die Ausgangsbasis für die Herleitung eines Bemessungsverfahrens für unbewehrte Betonplatten, das einerseits die Auswirkung von Beanspruchungen und andererseits die Betoneigenschaften realitätsnah erfasst und berücksichtigt.

In Abbildung 1.1 ist das der hier vorgestellten Arbeit zugrundeliegende Konzept der Vorgehensweise dargestellt. Im Rahmen eines umfangreichen experimentellen Untersuchungsprogramms wurden Groß- und Parallelversuche durchgeführt. Die Großversuche umfassten die Simulation von praxisnahen hygrischen und thermischen Beanspruchungen an unter verschiedenen Versuchsbedingungen gelagerten großen Betonplatten. Dabei wurden Vertikalverformungen, Dehnungen sowie Feuchte- und Temperaturverteilungen erfasst. Anhand von Parallelversuchen wurden zudem die mechanischen und physikalischen Eigenschaften des verwendeten Betons untersucht. Die hierbei gewonnenen Ergebnisse dienen der Kalibrierung und der Verifizierung des entwickelten FE-Modells.

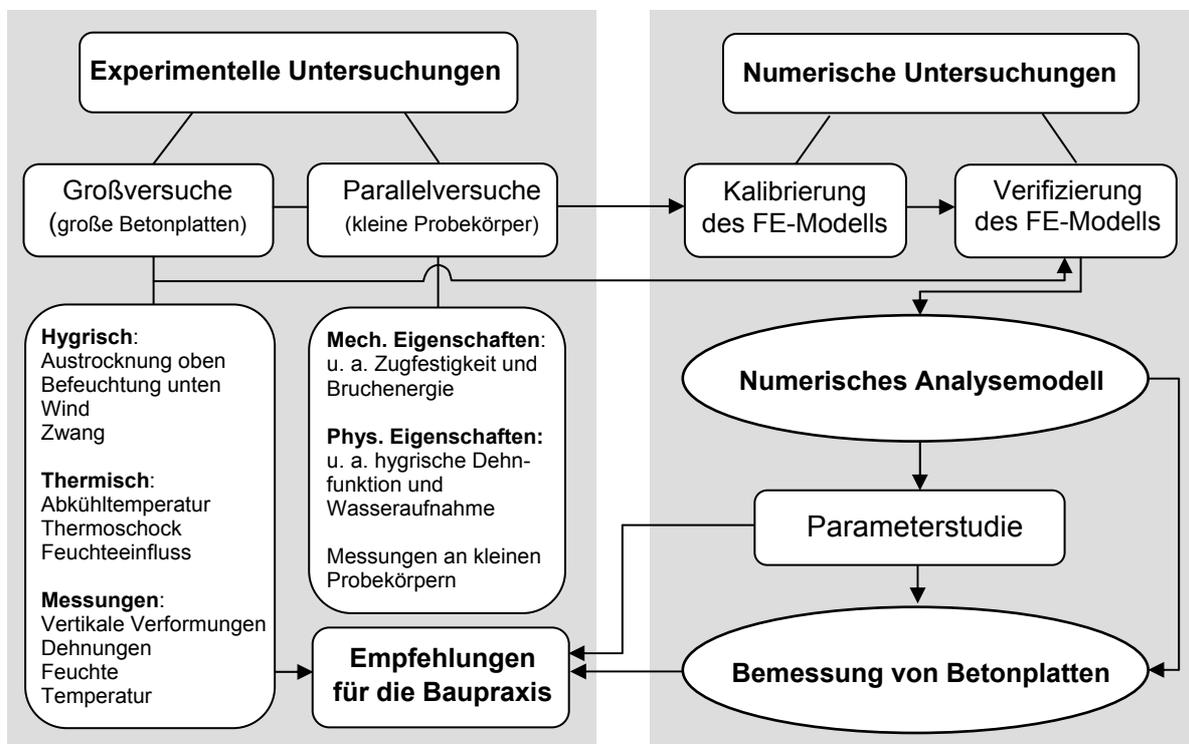


Abb. 1.1: Konzept der Vorgehensweise zur Entwicklung des Bemessungsverfahrens

Die numerischen Untersuchungen dienen zunächst dazu, ein numerisches Analysemodell zu entwickeln, das anhand von Ergebnissen der Parallel- und Großversuche kalibriert bzw. verifiziert wird. Unter Verwendung dieses kalibrierten und verifizierten numerischen Modells wird u. a. eine Parameterstudie mit dem Ziel durchgeführt, Empfehlungen für die Herstellung von Betonplatten zu erarbeiten. Des Weiteren wurden im Rahmen von Parameterstudien diejenigen Parameter identifiziert, die bei der Bemessung von Betonplatten maßgebend sind und deshalb genauer berücksichtigt werden müssen.

Darauf aufbauend wird mit Hilfe des numerischen Modells ein Bemessungsverfahren für befahrbare unbewehrte Betonplatten unter besonderer Berücksichtigung witterungsbedingter Beanspruchungen entwickelt. Dieses Bemessungsverfahren beruht auf einem normkonformen Sicherheitskonzept und trägt dem tatsächlichen Trag- und Verformungsverhalten von Beton, d. h. seinen stofflich nichtlinearen Eigenschaften, Rechnung.

Aus den Ergebnissen der numerischen und experimentellen Untersuchungen können unter Einbezug des entwickelten Bemessungsverfahrens Schlüsse gezogen werden, die einen wesentlichen Beitrag zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit unbewehrter befahrbarer Betonplatten in der Bauweise „ohne Verbund“ liefern.



## 2 Literatursichtung

### 2.1 Gängige Tragsysteme für befahrbare Betonplatten

#### 2.1.1 Aufbau

Der Querschnitt eines Tragsystems von Verkehrsflächen aus Beton besteht in der Regel aus dem Untergrund, dem Unter- und dem Oberbau. Der anstehende Boden bildet den Untergrund. Unmittelbar darüber liegt der künstlich hergestellte Dammkörper eines Tragsystems (Unterbau). Zur Erzielung eines dauerhaften Tragsystems müssen Untergrund und Unterbau ausreichend verdichtet und tragfähig sein.

Der Oberbau setzt sich aus der Betondecke bzw. der Betonplatte und einer oder mehreren Tragschichten zusammen. Für stark belastete Verkehrsflächen ist der Einbau einer hydraulisch gebundenen Tragschicht (HGT) unter der Betondecke weltweit üblich. Im internationalen Vergleich betragen die Dicken der HGT zwischen 12 und 25 cm [162]. In Deutschland kommt bei Betonstraßen meistens ein dreischichtiges Tragsystem aus Frostschuttschicht (FSS), HGT und Betondecke zur Anwendung. Die meisten europäischen Staaten haben umfangreiche standardisierte Systeme für den Oberbau ihrer Betonstraßen entwickelt.

In Deutschland liegen der Bemessung und Ausführung von Betondecken die RStO 01 [124] und die ZTV Beton-StB 01 [174] zugrunde. Diese Richtlinien beinhalten bewährte Bauweisen, für die umfangreiche Untersuchungsergebnisse und Erfahrungen vorliegen. In [49], [170] und [173] wird über Aufbau und Konstruktion verschiedener Tragsysteme detailliert berichtet. Abbildung 2.1 zeigt einen ausgewählten Standardaufbau für eine Betonstraße nach RStO 01 [124] und für Industriefußböden nach [94].

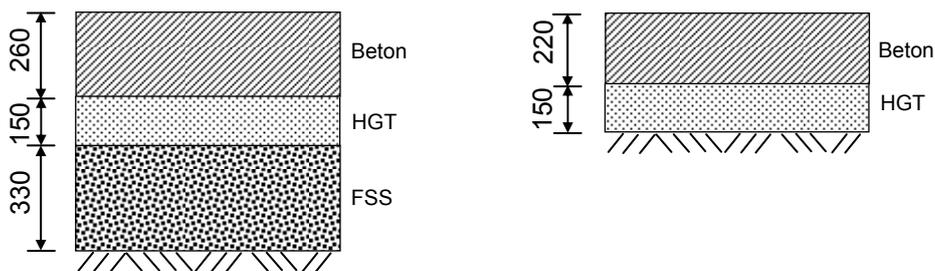


Abb. 2.1: Beispiel für einen Standardaufbau einer Betonstraße (links) nach RStO 01 [124] und eines Industriefußbodens (rechts) nach [94], Maße in [mm]

Des Weiteren wird bei den Tragsystemen zwischen der Bauweise „voller Verbund“ und „ohne Verbund“ unterschieden. Dabei bezieht sich die Verbundwirkung auf die Schicht zwischen Betonplatte und HGT. In den letzten Jahren wurden zahlreiche Betonstraßen in Deutschland in der Bauweise „ohne Verbund“ ausgeführt, was mit den Vorteilen dieser Bauweise zusammenhängt. Zur Vermeidung des Verbunds wird in der Regel eine dünne Vliesunterlage eingebaut, welche auch der besseren Entwässerung dienen soll [12], [159]. Des Weiteren hat sich in der Praxis der Einbau bituminöser Zwischenschichten bewährt [139]. Näheres über die Frage des Verbundes ist in [121] und [155] zu finden.

### 2.1.2 Herstellung und Betontechnologie

In Abhängigkeit von den Abmessungen und der Form der Betonfläche können verschiedene Herstellungsverfahren verwendet werden. So wird beispielsweise für die Herstellung einer Autobahn aufgrund der großen Ausdehnung in einer Richtung eine andere Herstellungsart eingesetzt als für die relativ kleinen und kompakten Flächen von Industriehallen. Die Rahmendaten wie Lohnkosten, eventuelles Vorhandensein von Rohstoffen in der Nähe der Baustelle, unterschiedlicher Personalbedarf usw. bestimmen die Wirtschaftlichkeit der verschiedenen Bauverfahren und müssen von Fall zu Fall geprüft werden.

Bei langen Bauabschnitten gleichen Querschnitts wie zum Beispiel Autobahnen, „Fester Fahrbahn“ bei der Eisenbahn oder auch Landebahnen von Flughäfen hat sich in Deutschland seit längerer Zeit der in den USA schon seit langem im Einsatz befindliche Gleitschalungsfertiger durchgesetzt. Die Gleitschalungstechnik im Verkehrswegebau ist ähnlich der im Hochbau. Sie unterscheiden sich im Wesentlichen nur in der Betonierrichtung [164]. Aber auch bei horizontalem Betonierfortschritt wie im Straßenbau ist bei der Gleitschalungstechnik ein besonderes Augenmerk auf die Betontechnologie, Arbeitsvorbereitung und Baustellenlogistik zu richten. Dabei unterscheidet man zwischen einlagiger und zweilagiger Bauweise.

Zur Erhöhung der Anfangsgriffigkeit wird nach dem Betoneinbau die Oberfläche mit einem Besen (Besenstrich) oder durch Nachschleppen eines Jutetuchs angeraut und anschließend nachbehandelt. Eine hohe Rauheit der Oberfläche führt zu einer guten Griffigkeit, aber gleichzeitig zu einer hohen Lärmentwicklung. In der Praxis werden unterschiedliche Nachbehandlungsmethoden verwendet. Die in Deutschland zumeist verwendete Methode ist das Besprühen der Betonoberfläche mit weiß pigmentierten Mitteln oder die Abdeckung mit feuchten Jutetüchern. An heißen Sommertagen sollte das Betonieren im „Zelt“ erfolgen [130], [133]. Weitere Nachbehandlungsmethoden und deren Einflüsse auf die Temperatur- und Spannungsentwicklung in Betondecken sind in [71] angegeben.

Bei kleineren Verkehrsflächen wird der Beton feld- oder streifenweise zwischen Seitenschalungen aus Holz, Metall oder zwischen zuvor gefertigten Betonflächen eingebracht. Es können auch Abziehlehen montiert werden, auf denen Rüttelbohlen auf Rollen laufen. Näheres hierzu findet man in [94]. Erwähnt sei noch die Herstellung der Flächen mit Fertigteilplatten, die auch vorgespannt werden können. Vorspannung kann ebenfalls bei der Herstellung aus Ort beton mit Fertigern erfolgen. Eine Vorspannung eignet sich insbesondere für Betonplatten, bei denen der Fugenabstand möglichst groß gewählt werden soll oder für hoch beanspruchte Flächen, die unbedingt rissfrei bleiben müssen. Über Entwicklungen, Erfahrungen und Maßnahmen zur Sicherung der Qualität bei der Herstellung von Verkehrsflächen aus Beton wird u. a. in [55], [56], [57] und [112] berichtet.

Die starken Beanspruchungen der Betonplatten erfordern einen Beton, der neben einer hohen Tragfähigkeit eine gute Oberflächenbeschaffenheit und einen ausreichenden Widerstand gegen Frost und Taumittelbeaufschlagung sowie gegen Verschleiß aufweist. Deshalb werden an den Beton und seine Ausgangsstoffe hohe Anforderungen gestellt [94], [174].

Im Regelfall wird Portlandzement CEM I 32,5 R verwendet. Um eine Alkali-Silika-Reaktion [22], [75], [149] zu vermeiden, die meistens Oberflächenrisse verursacht, muss der Zement einen Gesamtalkaligehalt  $\leq 0,8$  M.-% aufweisen. Andere Zemente wie z. B. CEM II/B-S haben sich ebenfalls in der Praxis bewährt [67].

Bei zweischichtiger Bauweise sollte ein Zement der gleichen Art und Festigkeitsklasse für den Ober- und Unterbeton verwendet werden. Zur Verringerung von Zwangsspannungen sollte der Temperaturexpansionskoeffizient der Gesteinskörnung beider Betone möglichst gleich sein [127]. Darauf ist besonders zu achten, wenn Recycling-Gesteinskörnung aus alten Betonfahrbahndecken eingesetzt wird [17]. Eine Begrenzung der Unterschiede der Wärmedehnzahlen von Ober- und Unterbeton wird mit  $0,25 \cdot 10^{-5}$  1/K in [126] empfohlen. Weitere Angaben zur Wiederverwendung von Beton aus Fahrbahndecken bzw. von Recyclingzuschlag findet man in [38], [140] und [163].

Um bei Verkehrsflächen aus Beton höhere Achslasten aufnehmen zu können, kommt oftmals mit gutem Erfolg Stahlfaserbeton bei Industriefußböden, Werksstraßen, militärischer Flächenbefestigung sowie Befestigung im Flughafenbereich zur Anwendung [160]. Untersuchungen zum Einsatz von Hochleistungsbetonen im Ausbau von Verkehrsflächen [8], [142] zeigten, dass Betonfahrbahndecken hiermit dauerhafter und tragfähiger hergestellt werden können.

Zur Vermeidung von Schäden infolge Frost-Tausalz-Beanspruchung werden zugelassene Luftporenbildner eingesetzt. Die Verwendung von Luftporenbildnern ist in [102] und [174] geregelt. Zugelassene Luftporenbildner, die den geforderten Abstandsfaktor von höchstens 0,2 mm knapp unterschreiten, können bei langen Transportwegen, höherer Frischbetontemperatur oder kurzen Mischzeiten für Betonplatten schädlich sein [37], [139]. In Versuchen von Siebel [135] wurde gezeigt, dass der Einsatz von Fließmitteln zu einer Vergrößerung des Luftporensystems und damit zur Verminderung des Frost-Tausalz-Widerstands führen kann. Über den Frost-Tausalz-Widerstand von Beton und Einflüsse auf die Luftporenbildung liegen zahlreiche Forschungsergebnisse vor, u. a. [54], [62] und [86].

### 2.1.3 Fugen und Plattenverbindung

Im Hinblick auf eine bessere Verteilung der Last auf den Untergrund wären möglichst große Plattenabmessungen ideal. Aufgrund der sich durch Schwinden und Temperaturänderung einstellenden Zwangsspannungen, die ihre Ursache in der behinderten Verformung haben, bilden sich bei Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons Risse, welche die Fläche in einzelne Platten unterteilen. Aber auch schon vor Erreichen der Zugfestigkeit wirken sich die Zwängungszugspannungen negativ aus, da sie sich mit den Verkehrslastzugspannungen überlagern.

Dabei muss jedoch zwischen Erhärtungsphase und Gebrauchszustand unterschieden werden. In der Erhärtungsphase entstehen aufgrund der Verkürzung durch Abklingen der Hydratationswärme immer Zugspannungen. Im Gebrauchszustand dagegen können durch gleichmäßige Erwärmung über die Nullspannungstemperatur (siehe Abschnitt 2.2.3) und behinderte Aus-

dehnung auch Druckspannungen entstehen, die durchaus positiv wirken können, da sie den Zugspannungen aus Verkehrslast entgegen wirken. Ab einem gewissen Grad allerdings können diese Druckspannungen auch erhebliche Schäden verursachen (Blow up), näheres hierzu findet sich in der Literatur [49]. Wenn die Schwind- oder Temperaturverformungen über den Querschnitt ungleichmäßig sind, so treten zusätzlich zu den Verkürzungen oder Verlängerungen der Platte auch noch Aufwölbungen auf. Auf diesen Sachverhalt wird in den Abschnitten 2.2.4 und 2.3.2 näher eingegangen.

Durch das Anordnen von Fugen sollen unkontrollierte Rissbildungen vermieden werden. Die Fugen teilen dabei die Fläche in einzelne, vordefinierte Platten ab. Für Betonstraßen gilt heute, dass die Plattenabmessungen in der Regel das 25fache, bei quadratischen Platten das 30fache der Plattendicke nicht überschreiten sollen [124]. Die Kantenlänge darf dabei nicht mehr als 7,50 m betragen.

Bei Fugen wird zwischen Scheinfugen, Raumfugen und Pressfugen unterschieden. Scheinfugen werden als Kerbe nur im oberen Bereich der Platte ausgebildet. Sie schwächen den Querschnitt und stellen eine Sollbruchstelle dar (siehe Abbildung 2.2). Raumfugen innerhalb der Fläche sind nur in besonderen Fällen nötig. Sie trennen die Platten in ganzer Dicke voneinander und ermöglichen durch einen breiten Spalt eine Ausdehnung der Platten. Beim Autobahnbau zum Beispiel hat man den Abstand der Raumfugen von 20 m im Jahr 1933 bis 100 m im Jahr 1963 erhöht [49]. Heute ordnet man in Deutschland Raumfugen nur noch beim Übergang zu Bauwerken an. Pressfugen trennen die Platten in ganzer Dicke voneinander, bieten aber den Platten im Gegensatz zu den Raumfugen keinen Raum für eine Ausdehnung.



Abb. 2.2: Herstellung einer Scheinfuge (links) und eine durchgerissene Querscheinfuge (rechts)

Bisherige Kriterien zur Bestimmung des Fugenabstands sind zum Beispiel der Reibungsbeiwert zwischen Untergrund und Betonplatten, welcher für die Behinderung der Temperaturverkürzung maßgebend ist, der Temperaturexpansionskoeffizient des Betons und die entstehende Hydratationswärme.

Die Fugen müssen nach ihrer Herstellung gegen Schmutz und Nässe geschützt werden. Deshalb werden Fugenfüllstoffe eingesetzt. Dabei wird zwischen zwei Arten von Füllungen unterschieden, einer Heißvergussmasse und elastischen Fugenprofilen. Im Straßenbau ist der Einbau von Fugenfüllstoffen in der Richtlinie ZTV Fug-StB 01 [175] geregelt.

Scheinfugen trennen die Platten in der Regel nicht vollständig gegeneinander ab, sondern je nach Öffnung des Risses können durch Rissverzahnung noch Querkräfte übertragen werden. Dies wirkt sich positiv auf das Tragverhalten der Platten aus, da durch die Mitwirkung der benachbarten Platte bei der Lastabtragung die Biegezugspannungen reduziert werden. Um eine sichere Querkraftübertragung zu gewährleisten, werden die Fugen verdübelt. Des Weiteren tragen die Dübel zur Sicherung der Höhenlage der Platten bei. Dübel haben in der Regel einen Durchmesser von 25 mm und eine Mindestlänge von 50 cm. Mit einem Kunststoffüberzug ( $d = 0,3$  mm) werden die Dübel zum Schutz vor Korrosion und zur Verbesserung der Gleitfähigkeit in voller Länge versehen.

Im Straßenbau beträgt der Dübelabstand auf stark belasteten Fahrstreifen in der Regel 25 cm. Die Dübel sind in Plattenmitte und parallel zur Straßenachse einzubauen. Eine falsche Dübelanlage kann negative Einflüsse haben [46]. Längsfugen werden mittels Anker überbrückt, welche das Auseinanderwandern der Platten verhindern sollen.

Ein Maß der Querkraftübertragung ist der Wirksamkeitsindex  $W$  [42], siehe Gl. 2.1:

$$W = \frac{2 \cdot y_2}{y_1 + y_2} \cdot 100 \quad [\%] \quad (2.1)$$

mit:

- $y_1$             Einsenkung des belasteten Fugenrandes
- $y_2$             Einsenkung des nicht belasteten Fugenrandes

Bei Kenntnis des Wirksamkeitsindexes kann in guter Näherung eine Aussage über die Größe der Querkraftübertragung gemacht werden. Anzustreben wäre ein Wirksamkeitsindex von 100 %, da dann die benachbarte Platte am besten zur Querkraftübertragung mit 50 % herangezogen werden könnte und der Lastfall Plattenrand weit weniger kritisch wäre. Wie groß der Wirksamkeitsindex zur Übertragung der Querkraft aber tatsächlich ist, hängt von der Rissverzahnung, der Wirkung der Verdübelung oder Verankerung und weiteren Faktoren ab.

Zur Bestimmung des Tragverhaltens von Betonplatten unter Einwirkung von Dübeln wurden einige Forschungsarbeiten durchgeführt, deren Ergebnisse u. a. in [45] und [59] dargestellt sind.

## 2.2 Thermisches Verhalten von Betonplatten

### 2.2.1 Wärmetransport im Beton

Die Gesetzmäßigkeiten des Wärmehaushalts sind weitgehend erforscht und in der Literatur ausführlich beschrieben. Je nachdem, welcher physikalische Mechanismus die Wärmeübertragung bewirkt, wird zwischen Strahlungsaustausch, Wärmeleitung und Konvektion unterschieden [88]. In der vorliegenden Arbeit sind Wärmeleitfähigkeit, -übergang und -kapazität von wesentlicher Bedeutung, auf die im Einzelnen eingegangen wird. Die Werte der Wärmestrahlung werden nicht benötigt (siehe Abschnitt 4.3.3).

### Wärmeleitfähigkeit

Die Wärmeleitfähigkeit ist die Wärmemenge, die in einer Stunde durch 1 m<sup>2</sup> einer 1 m dicken Schicht hindurchgeht, wenn zwischen den beiden Oberflächen eine Temperaturdifferenz von 1 K besteht [64]. Die Begriffe Wärmeleitfähigkeit, Wärmeleitzahl und Wärmeleitkoeffizient werden in der Praxis für den Zahlenwert der Wärmeleitfähigkeit verwendet. Je größer die Wärmeleitfähigkeit des Plattenmaterials, die Temperaturdifferenz zwischen den Oberflächen, die Plattenfläche und die Zeitdauer des Vorgangs ist, desto größer ist die Wärmemenge, die durch eine betrachtete Platte fließt.

Die Wärmeleitfähigkeit hängt von mehreren Parametern des Betons ab, wie Hydratationsgrad, Feuchtegehalt, Art und Menge der Gesteinskörnung, Porenart und Porengehalt. Näherungsweise kann auch, sofern der Volumenanteil des Zuschlags ca. 70 % des Betonvolumens beträgt, die Wärmeleitfähigkeit mit  $0,7 \cdot \lambda_g + 0,4$  angenommen werden [93], wobei  $\lambda_g$  die Wärmeleitfähigkeit des Zuschlags ist.

In der Literatur findet man verschiedene Angaben zur Wärmeleitfähigkeit des Betons. Für einen calcitischen Beton schwankt sie zwischen 1,4 W/(m·K) und 2,8 W/(m·K), für einen quarzischen Beton zwischen 1,8 W/(m·K) und 3,5 W/(m·K) [78]. Im Allgemeinen wird für Normalbeton, Kies- und Splittbeton von einer Wärmeleitfähigkeit mit einem Wert von 2,1 ausgegangen [64].

### Wärmeübergangskoeffizient

Der Wärmeübergangskoeffizient  $\alpha$  entspricht der Wärmemenge in J, die durch eine 1 m<sup>2</sup> große Fläche in 1 s bei einer Temperaturdifferenz von 1 K zwischen Wandoberfläche und Luft ausgetauscht wird. An Oberflächen, die von Luft umgeben werden, findet ein Wärmeaustausch zum einen durch Strahlung, zum anderen durch Leitung und Konvektion statt [89]. Der Einfluss der Konvektion und Leitung wird rechnerisch zu einer Größe zusammengefasst und durch einen konvektiven Wärmeübergangskoeffizienten  $\alpha_k$  beschrieben. Der Strahlungsanteil lässt sich durch den Strahlungs-Wärmeübergangskoeffizienten  $\alpha_s$  darstellen. Beide zusammen ergeben den Gesamtwärmeübergangskoeffizienten  $\alpha_{\bar{u}} = \alpha_k + \alpha_s$ .

Einen wichtigen Einfluss auf den Wärmeübergangskoeffizienten hat die Luftbewegung. So ändert sich der Wärmeübergang je nach Windgeschwindigkeit, wobei sich der Strahlungsanteil bei Windgeschwindigkeit zwischen 0 m/s und 5 m/s konstant verhält. In Tabelle 2.1 sind Rechenwerte des Wärmeübergangskoeffizienten für Außenwände aus Beton in Abhängigkeit von der Windgeschwindigkeit nach [79] angegeben.

Tab. 2.1: Wärmeübergangskoeffizient  $\alpha_{\bar{u}}$  für Außenwände aus Beton nach [79]

Windgeschwindigkeit [m/s]	0,0	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0
$\alpha_{\bar{u}}$ [W/(m <sup>2</sup> ·K)]	7,8	11,5	15,2	18,9	22,6	25,8

### **Wärmekapazität**

Die spezifische Wärmespeicherkapazität  $c$  in  $\text{J}/(\text{kg}\cdot\text{K})$  gibt die Wärmemenge an, die benötigt wird, um die Temperatur eines Kilogramms eines Stoffes um 1 K zu ändern. Die volumenbezogene Wärmekapazität  $C$  ergibt sich aus dem Produkt der massenbezogenen Wärmekapazität und der Rohdichte ( $C = c \cdot \rho$ ). In [69] wird für Normalbeton in Abhängigkeit vom Feuchtegehalt eine spezifische Wärmekapazität von 0,8 bis 1,25  $\text{kJ}/(\text{kg}\cdot\text{K})$  angesetzt.

### **2.2.2 Hydratationswärme und Frischbetontemperatur**

Nach dem Herstellen und Einbringen des Betons wird ein Teil des Anmachwassers chemisch gebunden. Dieser Vorgang läuft exotherm ab und wird als Hydratation bezeichnet. Während die einzelnen Klinkerphasen beim Brennen des Zements auf ein energetisch höheres Potential gebracht werden, wird bei der Hydratation wieder ein niedriges, stabileres Niveau angestrebt. Die bis zur vollständigen Hydratation insgesamt frei werdende Wärmemenge ist abhängig von der chemischen Zusammensetzung des Zementklinkers [16]. Zur Verminderung der Hydratationswärme sollte ein Zement mit wenig  $\text{C}_3\text{A}$  und  $\text{C}_3\text{S}$  gewählt werden. Das Aluminat sollte dann überwiegend in  $\text{C}_4\text{AF}$  und das Silikat in  $\text{C}_2\text{S}$  eingebaut sein.

Unter adiabatischen Bedingungen, bei denen kein Wärmeaustausch mit der Umgebung stattfindet, hängt die zeitliche Entwicklung der Betontemperatur vom Zementgehalt und der Hydratationswärme des Zements sowie von der spezifischen Wärmespeicherkapazität des Betons und der Frischbetontemperatur ab. Die Messung der Hydratationswärme kann mit Hilfe der adiabatischen Kalorimetrie erfolgen [120]. Kann der Beton Wärme an die Umgebung abgeben, so sind weitere Faktoren wie z. B. Umgebungstemperatur, Bauteildicke, Betonalter und Art der Nachbehandlung maßgebend [73]. Schießl und Hiller [130] zeigten, dass bei Betonfahrbahndecken die Art der Nachbehandlung für die Temperaturentwicklung im Beton insbesondere im Sommer eine wesentliche Rolle spielt. DIN EN 196-8 [32] enthält Richtwerte für die Hydratationswärme verschiedener Zemente.

Die Hydratationswärmeentwicklung wird von der Umgebungstemperatur erheblich beeinflusst. Bereits bei einer Temperaturerhöhung von 10 K im Temperaturbereich zwischen etwa 3 und 45 °C wird die Geschwindigkeit der Hydratation und damit auch die Wärmeentwicklung verdoppelt. Niedrige Umgebungstemperaturen wirken verzögernd, bei Temperaturen zwischen 0 und 3 °C kommen die chemischen Umsetzungen zum Stillstand. Hohe Außentemperaturen beschleunigen das Erhärten und die Wärmeentwicklung. Deshalb wird die Frischbetontemperatur durch künstliche Maßnahmen herabgesetzt. Die Frischbetontemperatur sollte 30 °C nicht überschreiten. Auf die Verringerung der Hydratationswärmeentwicklung und deren mathematischer Beschreibung wird in [16] näher eingegangen.

Die Frischbetontemperatur  $T_{b0}$  kann nach Gleichung 2.2 aus den Temperaturen und den spezifischen Wärmekapazitäten der einzelnen Bestandteile ermittelt werden [50].

$$T_{b0} = \frac{z \cdot c_z \cdot T_z + g \cdot c_g \cdot T_g + w \cdot c_w \cdot T_w}{z \cdot c_z + g \cdot c_g + w \cdot c_w} \quad [^\circ\text{C}] \quad (2.2)$$

mit:

- $z, g, w$       Gewicht des Zements, der Gesteinskörnung und des Wassers pro  $m^3$  [kg]
- $T_z, T_g, T_w$     Temperatur in  $^{\circ}C$
- $c_z$             Spezifische Wärmekapazität des Zements (0,84 KJ/kg·K)
- $c_g$             Spezifische Wärmekapazität der Gesteinskörnung (0,84 KJ/kg·K)
- $c_w$             Spezifische Wärmekapazität des Wassers (4,2 KJ/kg·K)

### 2.2.3 Nullspannungstemperatur

Unter Nullspannungstemperatur wird die Temperatur verstanden, bei der im Beton unter Verformungsbehinderung ein spannungsfreier Zustand herrscht. Um Aufschluss über die zeitveränderlichen Spannungen, die sich im Zuge des Temperatúrausgleichs einstellen, zu erhalten, wurde der Reißrahmenversuch entwickelt [16], [152]. Beim Reißrahmenversuch wurden fünf kennzeichnende Stadien des Spannungs- und Temperaturzustands festgestellt. Anhand von Abbildung 2.3 [145] lässt sich der Zusammenhang zwischen Betontemperatur und zugehöriger Längsspannungen erklären.

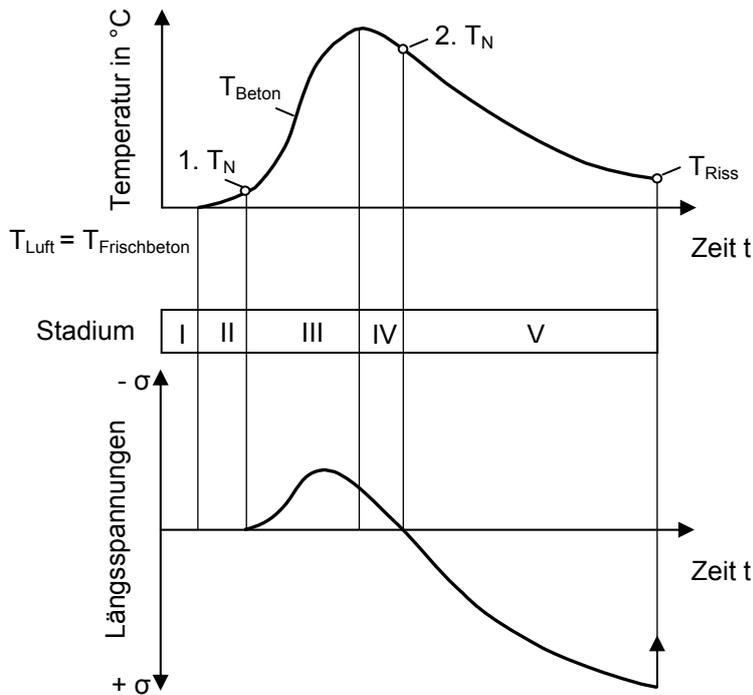


Abb. 2.3: Temperatur- und Spannungsentwicklung in einem verformungsbehinderten Bauteil nach [145]

Aus Abbildung 2.3 lassen sich zwei verschiedene Nullspannungstemperaturen erkennen. Die erste ( $1. T_N$ ) stellt sich zu Beginn des Stadiums III ein und es entstehen Druckspannungen. Zugspannungen entstehen ab der zweiten Nullspannungstemperatur ( $2. T_N$ ), welche weit über der ersten Nullspannungstemperatur und nur wenige Grad unter dem Temperaturmaximum liegt. Eigenspannungen, die sich aus Temperaturänderungen in Bezug auf die Nullspannungstemperatur ergeben, werden durch Relaxation abgebaut, was eine gleichzeitige Änderung der Nullspannungstemperatur nach sich zieht. Mit zunehmender Steifigkeit des Betons sind nur kleine Änderungen der Nullspannungstemperatur festzustellen [70].

In [143] und [146] wurde festgestellt, dass die Zementart die Nullspannungstemperatur maßgeblich beeinflusst. Zemente mit latenthyaualischen oder puzzolanischen Zusatzstoffen weisen eine niedrige zweite Nullspannungstemperatur auf. Bei Straßenbeton wird die Verwendung von Zementen mit hoher Anfangsfestigkeit im Hinblick auf die Frührisbildung infolge Hydratationswärme nicht empfohlen [137]. In [144] wird auf die Vorzüge der Verwendung eines Betons mit einer niedrigen Rissstemperatur hingewiesen. Weitere Angaben zu Temperaturmessungen in Betonteilen während der Erhärtung sind in [97] und [117] enthalten.

Für die Praxis ist nur die zweite Nullspannungstemperatur, ab der sich Zugspannungen aufbauen, von Bedeutung. Eine hohe Nullspannungstemperatur ist kennzeichnend für eine große Rissgefahr. Für die Größe der Eigenspannungen ist die Abweichung der aktuellen Temperaturverteilung von der Verteilung der Nullspannungstemperatur maßgebend. In [138] wird eine Abkühlung des Betons bis zum Beginn des Spannungsaufbaus (Stadium III, Abbildung 2.3) empfohlen, um eine niedrige Nullspannungstemperatur an den Außenflächen zu erreichen. Allgemein sollten sich Betonplatten in den ersten 12 Stunden möglichst wenig erwärmen (Sonneneinstrahlung, Hydratationswärme) [152].

Im Labor wird die Nullspannungstemperatur unter anderen Umgebungsbedingungen gemessen. Deshalb ist eine Übertragung der im Labor gemessenen Nullspannungstemperatur auf Betonplatten in der Baupraxis, die an ihrer Oberseite der Abkühlung ausgesetzt sind, nicht möglich. Umgebungstemperatur und Windgeschwindigkeit sowie Sonneneinstrahlung und die Nachbehandlungsart können die Nullspannungstemperatur extrem beeinflussen. In [152] wird gezeigt, dass sich die Nullspannungstemperatur von Platten, die im Labor der Abkühlung ausgesetzt waren, etwa 8 bis 10 Stunden nach Plattenherstellung einstellt. Weitere Reißrahmenversuche unter Berücksichtigung der Abkühlung von Beton führte Kraeft [87] durch.

Einen wesentlichen Einfluss auf die Nullspannungstemperatur hat die Nachbehandlung [71], [130], [151]. Für Betondecken sollten geeignete Nachbehandlungsmethoden eingesetzt werden (z. B. feuchte Jutetücher), welche eine Verminderung der Erwärmung des erhärtenden Betons bewirken. Der Schutz vor starker Sonneneinstrahlung bei heißer Witterung kann mit Hilfe von schattenspendenden Einrichtungen (z. B. Zelten) erfolgen. Bei starker Sonneneinstrahlung erwies sich die Abdeckung mit Folie als ungeeignet [130].

Mit der Entwicklung des „Stress-meter“ [153] können die durch Hydratationswärme verursachten Spannungen in jungem Beton gemessen werden. Aufgrund von Messergebnissen sind Berechnungsmodelle zur Bestimmung der Temperatur-Spannungsbeziehung entwickelt worden [131].

Unter baupraktischen Bedingungen können in einem Querschnitt positive, negative oder nahezu konstante Verläufe der Nullspannungstemperatur entstehen (siehe dazu Abbildung 2.4). Ein positiver Verlauf kann beim Betonieren an warmen Sommertagen entstehen. Erfolgt der Betoneinbau abends an einem Sommertag, so ist von einem negativen Verlauf der Nullspannungstemperatur auszugehen [147].

Über den Verlauf der Nullspannungstemperatur in Betonplatten unter baupraktischen Randbedingungen liegen in der Literatur leider keine quantitativen Angaben vor. In [147] wird bei der Festlegung des Nullspannungstemperaturverlaufs für Betondecken, die im Sommer betoniert werden, von einer qualitativen Temperaturverteilung zu einem Zeitpunkt zwischen 6 und 9 Stunden nach Betoneinbau ausgegangen (siehe Abbildung 2.4). Erfolgt das Betonieren um 6 Uhr eines heißen Sommertags, so geht man von 15 Uhr als Zeitpunkt der Nullspannungstemperatur aus [71].

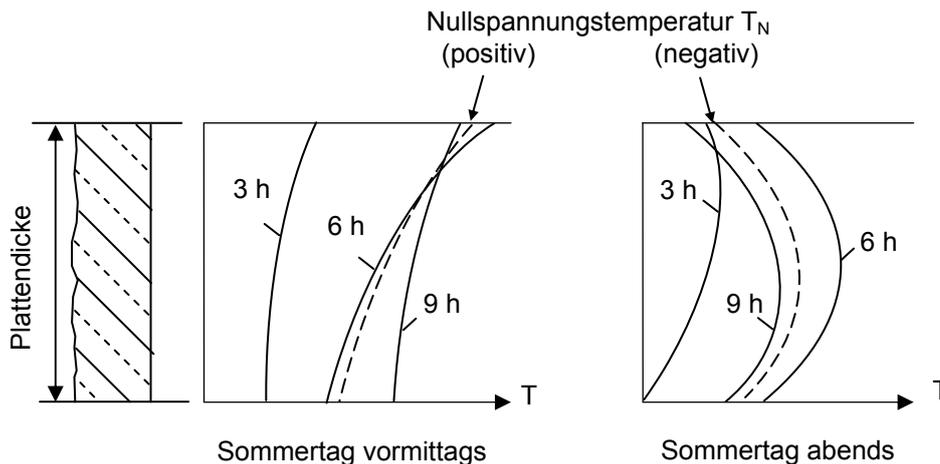


Abb. 2.4: Temperaturgradienten 3 bis 9 Stunden nach Einbau und Nullspannungstemperaturgradienten in Betonplatten in Abhängigkeit vom Betonierzeitpunkt an einem Sommertag [147]

Weitere Angaben zum Verlauf der Nullspannungstemperatur findet man in [141] und [96]. Für eine quantitative Aussage müssten die Temperatur und die zugehörige Spannung an jedem Punkt über die Höhe eines Querschnitts unter verschiedenen Umgebungs- und Herstellungsbedingungen gemessen werden. Dies ist versuchstechnisch sehr aufwändig zu erfassen, da unterschiedliche Parameter wie z. B. Dicke, Umgebungstemperatur, relative Feuchte der Umgebung, Wind, Nachbehandlung, Zementart, Frischbeton und Zementgehalt berücksichtigt werden müssen.

## 2.2.4 Verformungen infolge Temperaturänderungen

Beton erfährt – wie jeder Stoff – bei einer Temperaturerhöhung eine Volumenzunahme und bei einem Temperaturabfall eine Volumenverkleinerung. Die Längenänderung  $\Delta l$  ergibt sich aus der Temperaturdifferenz ( $\Delta T$ ), der Wärmedehnzahl ( $\alpha$ ) und der Länge des Bauteils ( $l$ ). Sie kann für eine frei bewegliche Platte bei Vernachlässigung der Reibung nach Gleichung 2.3 berechnet werden:

$$\Delta l = \alpha \cdot l \cdot \Delta T \quad (2.3)$$

Die Wärmedehnzahl  $\alpha$  wird als die auf eine Temperaturänderung von 1 K bezogene Dehnung definiert. Nach [91] liegt die Wärmedehnzahl für den Festbeton zwischen  $9 \cdot 10^{-6}$  und  $12 \cdot 10^{-6}$  1/K. Im Mittel kann nach DIN 1045-1 [25] ein Wert von  $10 \cdot 10^{-6}$  angesetzt werden. Die Größe

der Wärmedehnzahl wird von verschiedenen Parametern beeinflusst. Neben der Art der Gesteinskörnung und dem Zementgehalt zählt der Feuchtezustand zu den wichtigen Einflussparametern [23]. Für den Frischbeton wird in [165] ein Wert von bis zu  $19 \cdot 10^{-6}$  angegeben.

Findet eine Reibung zwischen Platte und Untergrund statt, so ergeben sich kleinere Längenänderungen in den Platten. Nach [49] kann die behinderte Längenänderung  $\Delta l$  nach Gleichung 2.4 berechnet werden:

$$\Delta l = \alpha \cdot l \cdot \Delta T - \frac{\gamma \cdot \mu \cdot l^2}{4E} \quad [\text{mm}] \quad (2.4)$$

mit:

$\gamma$	Wichte des Betons [N/mm <sup>3</sup> ]	
$\mu$	Reibungsbeiwert nach [11], [166]	
	erstmalige Bewegung	1,6 - 2,0
	wiederholte Bewegung	0,8 - 1,0
E	E-Modul des Betons [N/mm <sup>2</sup> ]	

Aufgrund der Schwankungen der Tagestemperatur ergeben sich nichtlineare Temperaturverteilungen in den Betonplatten, die zur Aufschüsselung oder Aufwölbung führen.

Erfolgt das Betonieren an warmen Tagen, so nähert sich die durch Sonneneinstrahlung ansteigende Temperatur der während der Hydratation entstandenen Temperatur an. Somit herrscht an der Oberfläche eine höhere Erhärtungstemperatur als an der Unterseite der Platte. Demnach ist die Nullspannungstemperatur, bei der der Querschnitt spannungsfrei ist, über die Plattendicke nicht gleich. Bei einem positiven Temperaturgradienten der Nullspannungstemperatur und bei einer späteren niedrigen Oberflächentemperatur (negativer Verlauf der aktuellen Temperatur) kann es zu unterschiedlichen Dehnungen über den Querschnitt kommen. Somit entsteht eine Verkürzung der Oberseite, die wiederum die Abhebung der Ränder verursacht.

Bei der Annahme eines positiven Gradienten der aktuellen Temperatur infolge der Erwärmung der Oberseite und einer konstanten Nullspannungstemperaturverteilung (siehe Abbildung 2.5) können die entstandenen Verformungen in der Platte zur Abhebung der Plattenmitte führen. Der erste Temperaturanteil (1) besitzt eine konstante Temperaturverteilung über der Plattendicke. Dadurch entstehen keine unterschiedlichen Dehnungen zwischen den beiden Plattenseiten (oben und unten). Im Gegensatz dazu sorgt der zweite Anteil (2) der Temperaturverteilung für unterschiedliche Dehnungen zwischen Ober- und Unterseite der Platte. Aufgrund der größeren Dehnungen der Oberfläche neigt die Platte im mittleren Bereich zum Abheben. Stellt sich ein negativer Temperaturgradient ein, ist mit einer Abhebung der Plattenränder zu rechnen.

In der Regel ist die Oberflächentemperatur bei starker Erwärmung im Sommer größer als die Nullspannungstemperatur, wenn nicht an sehr heißen Sommertagen betoniert wurde. Zur Abschätzung solcher Verformungen wird an dieser Stelle auf [40] verwiesen.

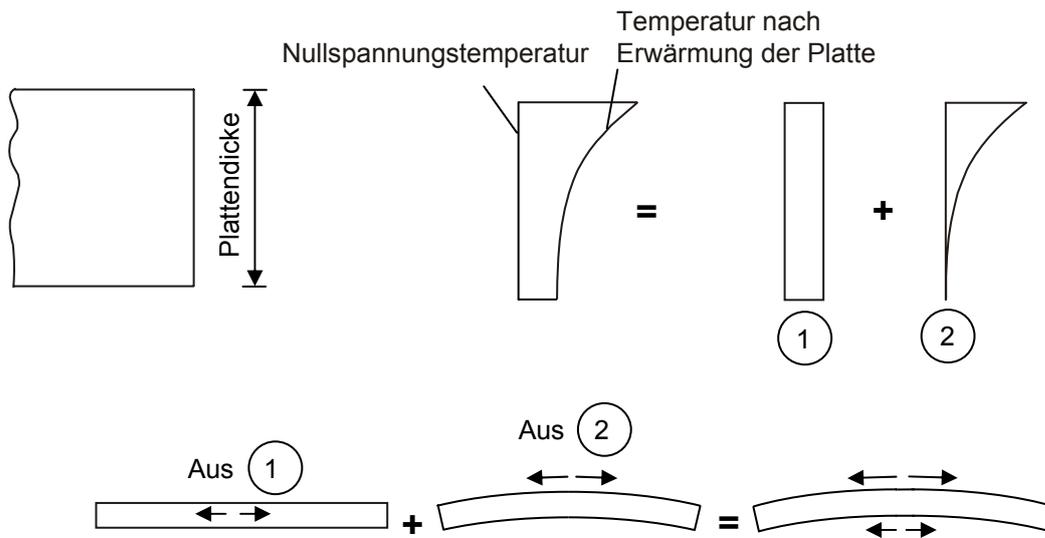


Abb. 2.5: Verformung infolge eines positiven Temperaturgradienten

Zur Abschätzung der Hochwölbung von Betonplatten können die Ansätze nach Eisenmann [48], [49] herangezogen werden. Allerdings liegen den ermittelten Werten lineare Temperaturgradienten zugrunde, welche ohne Berücksichtigung von unterschiedlichen Nullspannungstemperaturen angenommen wurden.

Im Fall einer Erwärmung an der Oberseite kommt die Platte ab einer bestimmten Plattenlänge (kritischen Länge) aufgrund des Eigengewichts in der Mitte zum Aufliegen (siehe Abschnitt 2.4.1). Für schmale freiliegende Betonplatten mit einer Plattenlänge  $l < 0,9 \cdot l_{\text{krit}}$  kann unter Vernachlässigung der Querdehnung des Betons und bei angenommener Betonwichte von  $24 \cdot 10^{-6} \text{ N/mm}^3$  die Abhebung in Plattenmitte ( $f$ ) infolge Erwärmung an der Oberseite nach Gleichung 2.5 abgeschätzt werden [49]:

$$f = \frac{\Delta T \cdot \alpha \cdot l^2}{8} - \frac{(3,75 \cdot 10^{-6}) \cdot l^4}{E \cdot h^2} \quad [\text{mm}] \quad (2.5)$$

mit:

$l$	Plattenlänge [mm], wobei $l < 0,9 \cdot l_{\text{krit}}$ (nach Abschnitt 2.4.1) gilt
$\Delta T$	Temperaturgradient [K/mm]
$\alpha$	Wärmedehnzahl [1/K]
$E$	Elastizitätsmodul [N/mm <sup>2</sup> ]
$h$	Plattendicke [mm]

Zur Berechnung der Hochwölbung der Plattenränder infolge einer Abkühlung der Oberseite legt Eisenmann [48] das Modell eines Stabes (Vernachlässigung der Querdehnzahl) auf starrer Unterlage zugrunde. Der Maximalwert der Abhebung  $f_{\text{max}}$  eines freien Plattenrandes wird für eine kritische Plattenlänge  $l_{\text{krit}}$  (siehe Abbildung 2.6) erreicht. Bei Plattenlängen  $l > l_{\text{krit}}$  wird die Auflagerfläche in Plattenmitte infolge des Eigengewichtes vergrößert, die Abhebung an den Rändern bleibt aber konstant. Die kritische Länge  $l_{\text{krit}}$  erhält man aus Gleichung 2.6:

$$l_{\text{krit}} = 167 \cdot h \cdot \sqrt{\alpha \cdot \Delta t \cdot E} \quad [\text{mm}] \quad (2.6)$$

Die maximale Abhebung  $f_{\text{max}}$  ergibt sich zu, siehe Gl. 2.7:

$$f_{\text{max}} = 0,125 \cdot \alpha \cdot \Delta t \cdot l_{\text{krit}}^2 - 2,250 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{l_{\text{krit}}^4}{E \cdot h^2} \quad [\text{mm}] \quad (2.7)$$

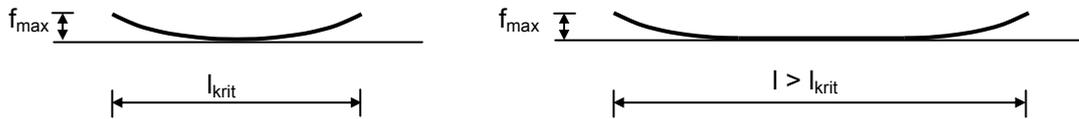


Abb. 2.6: Aufschüsselung von Betonplatten infolge Abkühlung der Oberseite [48]

Des Weiteren geben die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen von Maliha [96] einen Aufschluss über die Verformungsgröße von Betonfahrbahndecken. Diese Berechnungen basieren jedoch auf Annahmen der Verläufe der Nullspannungstemperatur.

## 2.3 Hygrisches Verhalten von Betonplatten

### 2.3.1 Feuchtetransport im Beton

Bei einem hygrischen Ungleichgewicht innerhalb des Betons oder zwischen dem Beton und seiner Umgebung erfolgt ein Ausgleichsvorgang, für den der notwendige Transportraum von den Poren des Betons bereitgestellt wird. In Abhängigkeit von Anzahl, Art, Form und Größenordnung der Poren sowie vom Aggregatzustand des Wassers werden unterschiedliche Mechanismen wirksam. Je nach relativer Feuchte der Umgebung werden zur Erlangung des Gleichgewichtszustands Wassermoleküle an den inneren Porenwandoberflächen angelagert bzw. abgegeben. Die Feuchtebewegung ergibt sich aus dem Zusammenspiel von Transport und Speicherung bzw. Abgabe. Auf die möglichen Arten des Feuchtetransports und auf die Feuchtespeicherung wird in [61] und [88] detailliert eingegangen. In [83] findet man eine Darstellung der verschiedenen Sorptionsstadien und der damit zusammenhängenden Feuchtetransportmechanismen bei zunehmender Befeuchtung eines porösen Baustoffs.

In die eigenen numerischen Berechnungen geht das Modell von Kießl [81] zur Beschreibung der Feuchteleitung in Beton ein. Dieses Modell bewährte sich in anderen numerischen Untersuchungen [96]. Kießl formuliert den Feuchtehaushalt über eine künstlich eingeführte Größe. Diese ist das Feuchtepotential, das im hygrokopischen Bereich (0 - 90 % r.F.) der relativen Feuchte entspricht. Im überhygrokopischen Bereich (> 100 % r.F.) wird das Feuchtepotential aus der Porenradienverteilung abgeleitet. Bei Kießl wird der Transport von flüssigem und dampfförmigem Wasser getrennt betrachtet. In der Literatur findet man weitere Ansätze zur Beschreibung des Feuchtetransports u. a. in [3], [19].

Der Feuchteausaustausch zwischen der Betonoberfläche und der Umgebung wird durch die Feuchteübergangszahl beschrieben. Durch direkte Sonneneinstrahlung ist die Verdunstungsmassenstromdichte im Sommer höher als im Winter. Des Weiteren wird die Feuchteüber-

gangszahl durch die Windgeschwindigkeit beeinflusst. In der Literatur werden unterschiedliche Angaben zur Feuchteübergangszahl gemacht. Alvaredo [2] und Sadouki [125] nehmen einen konstanten Wert der Feuchteübergangszahl an. Argyris [3] verfolgt einen nichtlinearen Ansatz, in dem er von der Zunahme der Feuchteübergangszahl mit zunehmender Umgebungfeuchte ausgeht. Kießl [81] setzt für die Feuchteübergangszahl [m/h] bei feuchten Oberflächen unter baupraktischen Umgebungsbedingungen das 3,5fache der Wärmeübergangszahl [ $\text{W}/\text{m}^2\cdot\text{K}$ ] an.

### 2.3.2 Schwinden und Quellen

Beim Schwinden wird im Wesentlichen zwischen vier verschiedenen Schwindkomponenten unterschieden. Diese sind das Kapillarschwinden, das Schrumpfen des Betons, das Trocknungsschwinden und das Karbonatisierungsschwinden [106]. Die additive Überlagerung dieser Schwindkomponenten ergibt die an Betonkörpern beobachtbare Gesamtschwindverformung.

Die Einflussgrößen auf die beobachteten Schwindverformungen von Betonbauteilen resultieren nicht nur aus den Einflussparametern auf die ursächlichen Schwindprozesse, sondern sie resultieren zum Teil aus den Querschnittsabmessungen des schwindenden Betonkörpers. Neben dem für praktische Belange vernachlässigbaren Karbonatisierungsschwinden wird das Trocknungsschwinden des erhärteten Betons stark durch die Abmessungen des Bauteils beeinflusst. In [106] wird auf die Einflüsse auf das Schwinden des Betons detailliert eingegangen.

Für befahrbare Betonplatten ist das Trocknungsschwinden des erhärteten Betons von Bedeutung [149]. Untersuchungen und Beobachtungen [148] zeigten, dass nur die obersten Zentimeter von Fahrbahnplatten austrocknen. Messungen von Schwindverformungen [51] zeigten, dass im Freien überhaupt kein Schwinden auftritt. In [138] wird erwähnt, dass das Schwinden für Betonplatten, die im Freien unmittelbar dem Niederschlag ausgesetzt sind, nicht in Rechnung gestellt werden braucht.

In trockenen Innenräumen (z. B. Hallen) kann das Schwinden hohe Zugeigenspannungen nahe der Betonoberfläche zur Folge haben, was feine Risse verursachen kann. Diese Schwindspannungen werden durch Relaxation abgebaut. Zur Vermeidung von Schwindrissen sollte man die Angaben in [106], [152] und [154] besonders beachten.

Da Betonplatten meistens an ihrer Oberseite austrocknen können, entsteht infolge Verkürzungen der oberen Betonschichten der Platte eine „Aufschüsselung“. Werden die Betonplatten an ihrer Unterseite zusätzlich befeuchtet, z. B. durch eine schlechte Entwässerung [92], [115] so quillt der Beton und größere Aufschüsselungen sind die Folge (siehe Abbildung 2.7). Die Größe der Aufschüsselung hängt in erster Linie von der Feuchtedehnzahl (in Analogie zur Temperaturdehnzahl) ab.

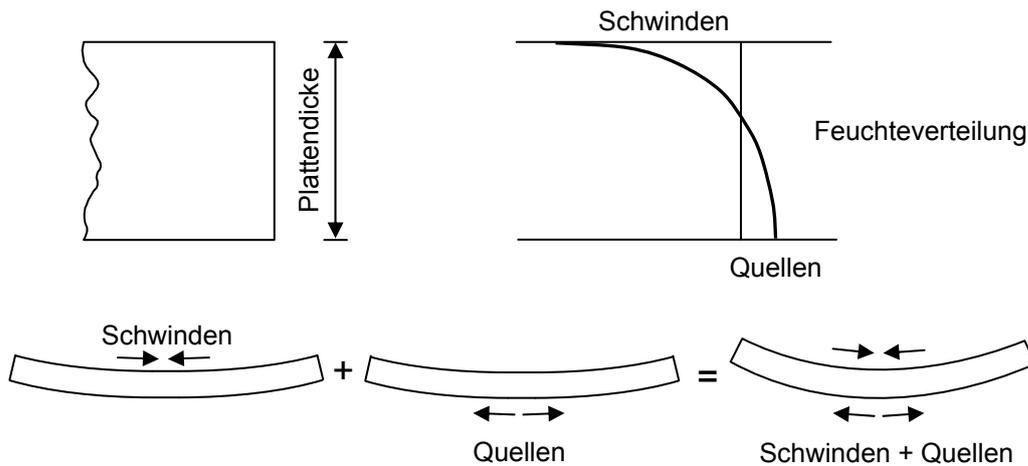


Abb. 2.7: Schematische Darstellung von Verformungen infolge Feuchtegradienten in Betonplatten

Der Einfluss des Quellens auf die Verformung von Betonplatten wurde bis vor einigen Jahren unterschätzt [13]. Beobachtungen in der Praxis und experimentelle Forschungsarbeiten [9], [139], [148] zeigten, dass bei einer einseitigen Wasseraufnahme große Feuchtegradienten entstehen können, welche Zwangs- und Eigenspannungen hervorrufen. Numerische Untersuchungsergebnisse von Maliha [96] bestätigten dies.

Um das Quellen von Betonplatten zu reduzieren, müssen langfristige Wasseransammlungen an der Unterseite der Betonplatte vermieden werden. Die Tragschicht sollte möglichst wasserdurchlässig ausgeführt oder ohne Verfestigung aus Schotter hergestellt werden, damit eindringendes Wasser rasch nach unten versickern kann.

Zur Bestimmung der Dehnungen infolge Feuchteänderungen können die Ansätze des CEB-FIP Model Code 1990 [19] herangezogen werden. Weitere Ansätze zur Beschreibung des Dehnungsverhaltens von Beton sind in [69] und [98] zu finden.

Eisenmann [42], [48] entwickelte ein Näherungsverfahren (Stab auf starrer Unterlage) zur Berechnung der Hochwölbung eines freien Plattenrands infolge oberflächigen Schwindens. Dabei wurde das Moment infolge des Schwindens einer angenommenen Tiefe von 40 bis 60 mm unter Vernachlässigung der elastischen und plastischen Verformungen der Randzone berechnet. Aus der Analogie mit einem infolge eines fiktiven Temperaturgradienten  $\Delta T$  verwölbten Stabs ergibt sich die kritische Plattenlänge  $l_{krit}$  (siehe Abbildung 2.8), ab der die Abhebung der Plattenränder infolge Schwindens einen Maximalwert erreicht. Demnach ist mit größerer Aufschüsselung bei Zunahme des E-Moduls und des Schwindmaßes zu rechnen, was in [109] bestätigt wird. Nach [166] ist bei einer Erwärmung der Plattenoberseite mit zusätzlicher Hochwölbung der Ränder zu rechnen.

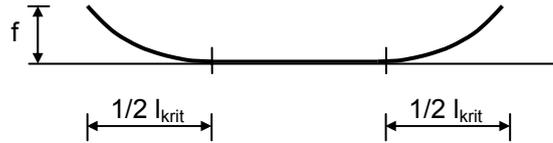


Abb. 2.8: Aufschüsselung von Betonplatten infolge oberflächigen Schwindens [48]

Die kritische Plattenlänge kann aus Gl. 2.8 wie folgt ermittelt werden:

$$l_{\text{krit}} = 409,06 \cdot \sqrt{\frac{t \cdot \varepsilon_s \cdot (h - t) \cdot E}{h}} \quad [\text{mm}] \quad (2.8)$$

mit:

t	Schwindtiefe [mm]
$\varepsilon_s$	Schwindmaß (im Freien zwischen $15 \cdot 10^{-5}$ - $30 \cdot 10^{-5}$ )
h	Plattendicke [mm]
E	E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]

Eine maximale Hochwölbung  $f_{\text{max}}$  tritt demnach bei Plattenlängen  $l \geq l_{\text{krit}}$  auf, siehe Gl. 2.9:

$$f_{\text{max}} = 0,75 \cdot \frac{t \cdot \varepsilon_s \cdot (h - t) \cdot (l_{\text{krit}})^2}{h^3} - 2,25 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{(l_{\text{krit}})^4}{E \cdot h^2} \quad [\text{mm}] \quad (2.9)$$

Für Plattenlängen  $l \geq l_{\text{krit}}$  ist  $l_{\text{krit}}$  und für  $l < l_{\text{krit}}$  ist die tatsächliche Plattenlänge einzusetzen.

## 2.4 Beanspruchung von Betonplatten

### 2.4.1 Thermische Beanspruchung

Temperaturgradienten in Betonplatten haben in Abhängigkeit vom Verlauf der Nullspannungstemperatur eine bestimmte Spannungsverteilung zur Folge, welche stets in Längs-, Biege- und Eigenspannungen zerlegt werden kann [149]. Diese Spannungen können als Zugspannungen auftreten und bei Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons Rissbildung verursachen. Dies zeigt Abbildung 2.9, in der die verschiedenen Spannungen infolge einer Abkühlung bzw. Erwärmung der Oberseite und deren möglichen Folgen dargestellt sind. Dabei wurde angenommen, dass die Betonplatte über den ganzen Querschnitt bei derselben Temperatur erhärtete, was eine konstante Nullspannungstemperatur bedeutet.

Abbildung 2.9 zeigt, dass bei Behinderung der Verkürzung Längszugspannungen entstehen, welche bei langen Betonplatten zur Trennrissbildung führen können. Bei Betonstraßen werden durch Fugenschnitte die Längsspannungen stark reduziert [149]. In der Regel werden Biegespannungen (Wölbspannungen) hervorgerufen, wenn die Aufschüsselung oder Aufwölbung der Platte infolge des Eigengewichts eingeschränkt wird, was in ungünstigen Fällen keilförmige Risse zur Folge hat. Dies lässt sich durch enge Fugenabstände vermeiden. Zugeigenspannungen können Oberflächennetzrisse verursachen [147]. Mögliche Druckeigenspannungen können Zugspannungen, die z. B. infolge Schwindens entstehen, entgegenwirken.

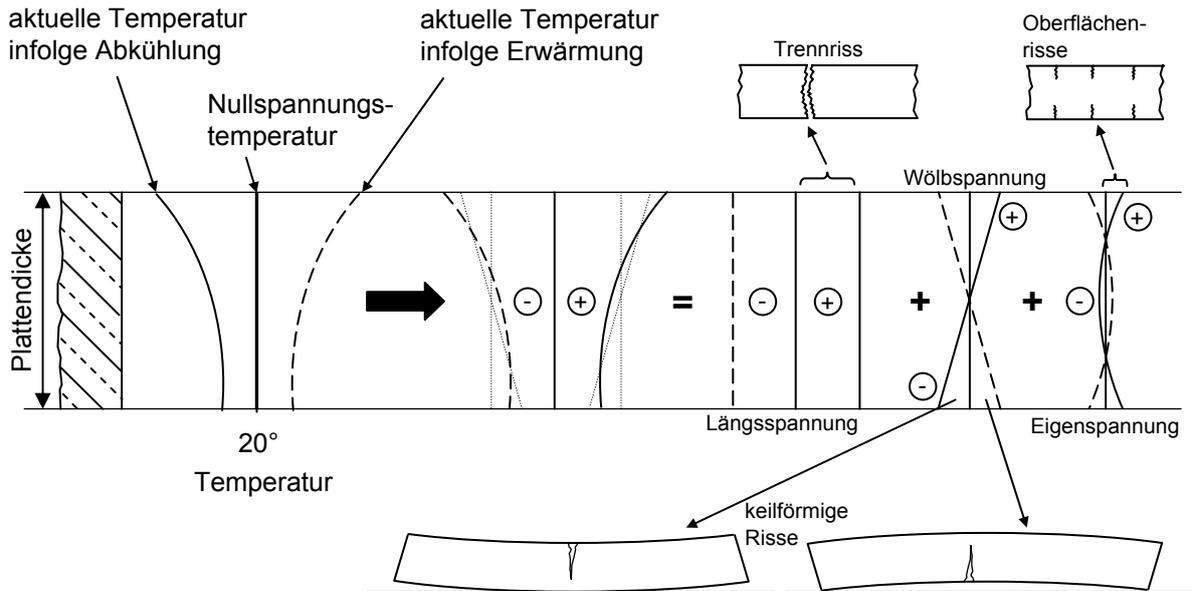


Abb. 2.9: Temperaturspannungen in Betonplatten mit einer konstanten Nullspannungstemperatur infolge Erwärmung bzw. Abkühlung der Oberseite in Anlehnung an [149]

In der Literatur findet man eine Vielzahl von Berechnungsverfahren, welche die Spannungen infolge Temperaturbeanspruchung berücksichtigen, u. a. die Verfahren von Ghosh [63] und Eisenmann [49]. Letzteres hat sich für die baupraktische Bemessung durchgesetzt. Eisenmann hat für die Modellvorstellung einer starren Lagerung von einer Betonplatte Gleichungen abgeleitet, mit denen die Biegezugspannungen unter Berücksichtigung der Plattengeometrie berechnet werden können. Dabei wird zwischen den beiden Fällen Erwärmung und Abkühlung der Oberseite unterschieden.

Bei einer Erwärmung der Oberseite versucht sich die Betonplatte aufzuwölben. Dieser Verformung wirkt das Eigengewicht entgegen und aktiviert damit ein Biegemoment, das an der Plattenunterseite Biegezugspannungen erzeugt. Diese Biegezugspannungen aus eingeschränkter Verwölbung werden auch als Wölbspannungen bezeichnet. Durchgeführte Messungen in der Praxis zeigten, dass sich bei einer Erwärmung der Oberseite ein positiver Temperaturgradient von 0,07 bis 0,08 K/mm einstellt [47].

Eisenmann setzt bei der Bemessung einen ungünstigen positiven Temperaturgradienten von 0,09 K/mm an, der in der Praxis nach Messungen an der BAB A5 [108] nicht erreicht wird. Dabei wurde von einer konstanten Nullspannungstemperatur ausgegangen, was der Wirklichkeit meistens nicht entspricht. Messungen unter Baustellenrandbedingungen [171] zeigten, dass die Annahme einer konstanten Nullspannungstemperatur eine zu große Vereinfachung ist.

Wie aus Abbildung 2.10 ersichtlich, weist die Betonplatte bei einer Länge größer als  $1,1 \cdot l_{\text{krit}}$  in der Mitte einen nicht gekrümmten Abschnitt auf. In Abhängigkeit von der Plattenlänge bzw. dem Verhältnis zur kritischen Länge  $l_{\text{krit}}$ , können unterschiedlich hohe Spannungen auftreten, die als ungestörte, gestörte oder reduzierte Wölbspannungen bezeichnet werden [49].

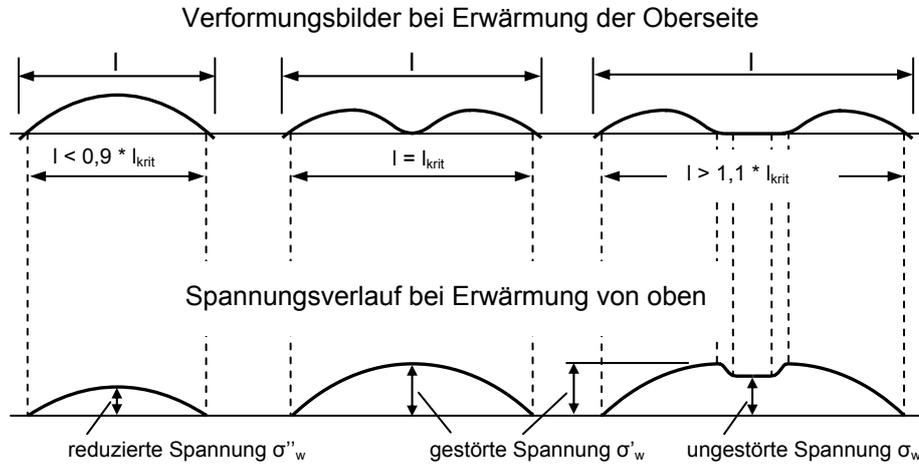


Abb. 2.10: Verformung und zugehörige Spannung infolge einer ungleichmäßigen Erwärmung der Oberseite [49]

Eisenmann [49] gibt Formeln zur Ermittlung der kritischen Längen für einen Stab, eine schmale und eine quadratische Platte an. Dabei wird eine exzentrisch übertragene Längskraft, die im Sommer bei einer Behinderung der Längsdehnung an der Fuge entsteht, berücksichtigt. Bei der praktischen Bemessung wird meist die Längsdruckkraft vernachlässigt, so dass zur Ermittlung der kritischen Länge Gleichung 2.10 gilt:

$$l_{\text{krit}} = c \cdot h \cdot \sqrt{\alpha \cdot \Delta T \cdot E} \quad [\text{mm}] \quad (2.10)$$

mit:

- c            183 für einen Stab, 200 für eine schmale Platte und 228 für eine quadratische Platte
- h            Plattendicke [mm]
- α            Wärmedehnzahl [1/K]
- ΔT          Temperaturgradient [K/mm]
- E            Elastizitätsmodul [N/mm<sup>2</sup>]

Die angenommene schneidenförmige Lagerungsbedingung der Plattenenden bei der Herleitung der kritischen Länge  $l_{\text{krit}}$  tritt in dieser Art in Wirklichkeit nicht auf. Die Auflagerbreite der Platte ( $a'$ ) wird unter Berücksichtigung der Verdrehung der Plattenenden und der Steifigkeit des Untergrundes am Auflager aus Gl. 2.11 und Gl. 2.12 ermittelt:

$$a' = 16,3 \cdot \sqrt{\frac{h}{k}} \quad [\text{mm}] \quad \text{für } \Delta T = 0,09 \text{ K/mm} \quad (2.11)$$

$$a' = 21,5 \cdot \sqrt{\frac{h}{k}} \quad [\text{mm}] \quad \text{für } \Delta T = 0,06 \text{ K/mm} \quad (2.12)$$

mit:

k                    Bettungsmodul [N/mm<sup>3</sup>]

Damit gilt zur Ermittlung der tatsächlichen kritischen Länge  $L_{krit}$  folgendes, siehe Gl. 2.13:

$$L_{krit} = l_{krit} + \frac{2}{3} \cdot a' \quad [\text{mm}] \quad (2.13)$$

Nach [172] kann von größerer Auflagerbreite bei einer plastischen Verformung der Unterlage ausgegangen werden. Für die im Straßenbau üblichen Plattendicken und Untergrundsteifigkeiten kann mit  $a' = 400$  mm gerechnet werden. Bei größeren Plattendicken, wie z. B. bei Flugbetriebsflächen, kann die Auflagerbreite mit  $a' = 900$  mm angenommen werden.

Die ungestörte Wölbspannung für eine schmale Platte lässt sich aus Gl. 2.14 berechnen:

$$\sigma_w = \frac{1}{1-\mu} \cdot \frac{h \cdot \Delta T}{2} \cdot \alpha \cdot E \quad [\text{N/mm}^2] \quad (2.14)$$

mit:

$\mu$                     Querdehnzahl [-]

Für die gestörte Wölbspannung  $\sigma'_w$  gilt, siehe Gl. 2.15:

$$\sigma'_w = 1,2 \cdot \sigma_w \quad [\text{N/mm}^2] \quad (2.15)$$

Eine günstigere Spannung (reduzierte Spannung  $\sigma''_w$ ) liegt bei Platten mit einer Plattenlänge  $L < 0,9 \cdot l_{krit}$  vor und lässt sich aus Gl. 2.16 errechnen [49]:

$$\sigma''_w = \left( \frac{L - 400}{0,9 \cdot l_{krit}} \right)^2 \cdot \sigma_w \quad [\text{N/mm}^2] \quad (2.16)$$

Aus Gleichung ergibt sich die Forderung, Fahrbahnplatten nicht länger als das 25fache ihrer Dicke zu bauen. Durch die Begrenzung der Plattenlänge werden das Aufliegen der Platte im mittleren Bereich vermieden und die damit verbundenen Spannungen wesentlich reduziert. In Deutschland begann man in den 70er-Jahren die Plattenlänge auf Autobahnen auf 5 m und auf den 30 cm dicken Landebahnen von Flughäfen auf 7,5 m zu beschränken [141].

Eine tabellarische Zusammenstellung der Rechenformeln für die Berechnung der Biegespannungen (Wölbspannungen) infolge ungleichmäßiger Erwärmung der Oberseite bei einem linearen Temperaturgradienten von  $\Delta T = 0,09$  bzw.  $0,06$  K/mm findet man in [49].

Eine Abkühlung der Betonplatten an der Oberseite kann während der Nachtstunden oder nach Auftreten eines Temperatursturzes (Gewitter) während des Tages auftreten. Charakteristisch hierbei ist das Abheben der Plattenränder (Aufschüsselung). In diesem Fall treten die Wölbspannungen an der Plattenoberseite auf. Nach umfangreichen Messungen beträgt der ungünstigste auftretende negative Temperaturgradient für die im Betonstraßenbau üblichen Plattendicken  $\Delta T = -0,035$  K/mm [48], [108].

Der Berechnung der sich einstellenden Wölbspannung liegt nach Eisenmann [48] das Modell eines Stabes auf starrer Unterlage zugrunde. Nach Gleichung 2.17 kann die reduzierte Wölbspannung  $\sigma_w''$  für  $l < l_{krit}$  (siehe Abbildung 2.8) ermittelt werden:

$$\sigma_w'' = \sigma_w \cdot \left( \frac{l}{l_{krit}} \right)^2 \quad [\text{N/mm}^2] \quad (2.17)$$

mit:

$$\sigma_w = \frac{h \cdot \Delta T}{2} \cdot \alpha \cdot E \quad [\text{N/mm}^2] \quad (2.18)$$

Der Beanspruchungsfall einer Abkühlung der Oberseite wird im Allgemeinen bei der Bemessung nicht berücksichtigt, weil davon ausgegangen wird, dass die auftretenden Wölbspannungen um ca. 60 % kleiner sind, als bei einer Erwärmung der Oberseite [49].

Im jungen Betonalter kann ein kritischer Fall der Abkühlung der Oberseite auftreten, wenn Betonplatten an einem heißen Sommertag hergestellt werden und in der ersten Nacht eine Abkühlung erfahren. Infolge Hydratationswärme und Sonneneinstrahlung stellt sich ein hoher positiver Gradient der Nullspannungstemperatur ein. Nach [151] kann der Temperaturunterschied zwischen der oberen und unteren Seite der Platte bis zu 20 K betragen, was zu erheblichen Biegezugspannungen führt. Diese können bei dem jungen Beton, der eine relativ geringe Zugfestigkeit besitzt, die Bildung von Längs- und Querrissen verursachen. Durch rechtzeitiges Schneiden der Fugen wird die Plattenlänge vermindert, so dass die Biegespannungen aufgenommen werden können (siehe dazu [138], [139]). Für das Aufreißen der Fugen sind sowohl Längszugspannungen infolge Abkühlung als auch Biegezugspannungen infolge der Verwölbung (Aufwölbung oder Aufschüsselung) der Platten verantwortlich [155]. Eine gleichmäßige Abkühlung über den Plattenquerschnitt von 1,7 K reicht aus, um die Längszugspannungen  $\sigma_N$  zu aktivieren. Es kann infolge Reibung folgende Längszugspannung  $\sigma_N$  in Betonplatten ohne Verbund mit der HGT ermittelt werden, siehe Gl. 2.19:

$$\sigma_N = \frac{l/2 \cdot \gamma \cdot \mu}{h \cdot b} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (2.19)$$

mit:

- l Gesamtlänge der Platte bzw. des Plattenschnitts [mm]
- b Plattenbreite [mm]
- h Plattendicke [mm]
- $\gamma$  Wichte des Betons [N/mm<sup>3</sup>]
- $\mu$  Reibungsbeiwert [-]

Springenschmid und Sonnewald [155] zeigten, dass durch den Fugenschnitt bei Platten ohne Verbund sehr hohe Wölbspannungen in den noch nicht durchgerissenen Fugen entstehen. Diese Wölbspannungen sind fast dreimal so groß wie die Spannungen im Plattenquerschnitt ohne Schwächung (ohne Kerbung), was dazu führt, dass die Fugen durchreißen.

Beckhaus [8] zeigte in seinen rechnerischen Untersuchungen zur systembedingten Behinderung der Biegeverformung von gekoppelten Biegebalken auf elastischer Bettung, dass bei einer Abkühlung der Oberseite die Biegezugspannungen in Betonplatten höher werden, wenn die Verdrehung am Plattenende durch den Plattenkontakt behindert und durch die zugehörige exzentrische Druckkraft ein Biegemoment in der Fuge übertragen wird. Dies tritt nur auf, wenn die Platten reiner Biegezwangsbeanspruchung ausgesetzt sind, d. h. ohne mittlere Abkühlung.

Von Maliha [96] durchgeführte numerische Untersuchungen geben einen Aufschluss über die Spannungsgrößen unter extremen thermischen Beanspruchungen (z. B. Thermoschock). Dabei wurden Annahmen aus der Literatur getroffen, die mit den Messungen in der Praxis [108] nicht übereinstimmen. Deshalb kann von einer Überschätzung der in [96] angegebenen Spannungen ausgegangen werden. Niemann [113] erfasste in seiner Arbeit Temperaturspannungen zu ausgewählten Jahreszeiten. Jedoch basierten seine Berechnungen auf groben Annahmen der Nullspannungstemperatur. Pfeifer [116] setzt bei der Ermittlung der Spannungen in Fahrbahnplatten Faktoren an, welche die Temperatureinwirkungen berücksichtigen sollen. Jedoch werden die Nichtlinearität der Temperaturverteilung sowie der Einfluss der Nullspannungstemperatur vernachlässigt.

#### **2.4.2 Hygrische Beanspruchung**

Wie bereits im Abschnitt 2.3.2 erklärt, treten nichtlineare Schwindgradienten auf. Bei einer Wasseraufnahme an der Unterseite ergeben sich zusätzliche nichtlineare Quellgradienten. Die Folge dieser Gradienten sind unterschiedliche Verformungen der verschiedenen Schichten der Betonplatten, welche unterschiedliche Spannungen auslösen.

Ähnlich wie bei der thermischen Beanspruchung verursachen das Schwinden in den obersten Zentimetern der Platten und das Quellen des Betons an der Unterseite Spannungen, die nach Abbildung 2.11 ebenfalls in Längs-, Biege-, und Eigenspannungen zerlegt werden können. Abbildung 2.11 zeigt, dass Längsdruckspannungen auftreten, was in erster Linie auf den Einfluss des Quellens zurückzuführen ist. Des Weiteren entstehen infolge Aufschüsselung der Platte Biegespannungen, die nach [141] kleiner als die thermischen Biegespannungen sind. Die Größe der Längs- und Biegespannungen hängt vom Grad der Verformungsbehinderung ab. Hingegen treten die Eigenspannungen, die sich durch die Austrocknungen der Plattenoberseite ergeben und mehrere Millimeter tiefgehende Netzzrisse verursachen können, unabhängig vom Grad der Verformungsbehinderung auf.

Nach [49] werden die aus der hygrischen Beanspruchung resultierenden Spannungen (Wölbspennungen) bei einer sich einstellenden plastischen Verformung der Unterlage abgebaut und können bei der Bemessung vernachlässigt werden. Daher machte Eisenmann keine Angaben über die Spannungsermittlung infolge hygrischer Beanspruchungen.

Numerische Untersuchungen [58], [96] zeigen, dass bei Austrocknung der Oberseite stets mit einer Rissbildung infolge Eigenspannungen zu rechnen ist.

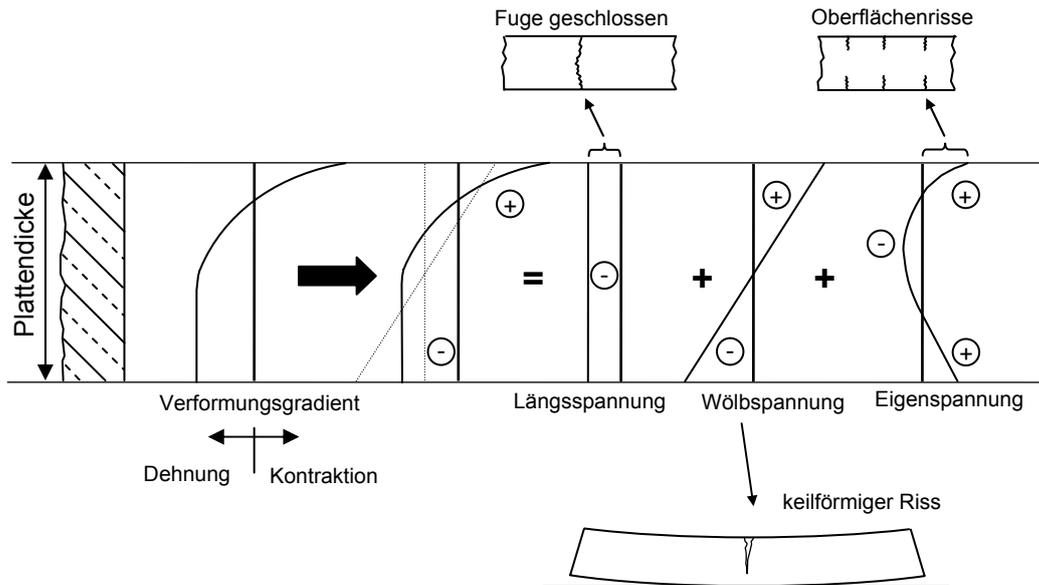


Abb. 2.11: Spannungen bzw. Verformungen in Betonplatten infolge Feuchtegradienten in Anlehnung an [141]

Bei den hygrischen Spannungen handelt es sich in erster Linie um Einwirkungen, die sich über lange Zeiträume erstrecken. Daher werden die hygrisch bedingten Zwangsspannungen (Längs- und Biegespannungen) und Eigenspannungen infolge Kriechen stark reduziert [96]. Bei der Spannungsermittlung in Betonplatten im Freien werden nach Niemann [113] die Einwirkungen aus Schwinden bzw. die hygrischen Spannungen vernachlässigt. Für Betonplatten in Innenräumen erfolgt die Ermittlung der hygrischen Spannungen nach [113] unter Vernachlässigung der Reibung nach dem Ansatz von Beddoe/Springenschmid [9]. Als Annäherung wurde die Schwinddehnung als fiktive Temperatureinwirkung angesetzt.

### 2.4.3 Beanspruchung infolge Verkehrslast

Infolge Verkehrslasten entstehen Vertikal- und Horizontalkräfte, welche in Betonplatten Spannungen erzeugen. Die vertikalen Kräfte verursachen im Wesentlichen Druck- und Biegespannungen. Horizontalkräfte wirken parallel zur Betonplattenoberfläche und sind bei der praktischen Bemessung von Betonplatten ohne Bedeutung. In erster Linie handelt es sich bei der Ermittlung der Spannungen infolge Verkehrslast um Biegespannungen. Je nach Radlaststellung und Plattenlagerung können sowohl Zugspannungen an der Oberseite als auch an der Unterseite entstehen.

Zur Berechnung der Verformungen und Spannungen aus den Verkehrslasteinwirkungen können folgende Modelle herangezogen werden:

- Mehrschichtensysteme
- Platte auf elastischer Bettung
- Platte auf elastisch isotropem Halbraum
- Finite Elemente Modelle

Allen hierfür entwickelten Berechnungsmethoden liegt die Elastizitätstheorie zugrunde, wonach die Spannungen den Dehnungen proportional sind. Eine Ausnahme bildet die Finite Elemente Methode, die das nichtlineare Materialverhalten berücksichtigen kann. Ein weiterer Vorteil der FE-Methode ist, dass Verkehrslastspannungen am verformten System ermittelt werden können. Allerdings sind bei elastischer Auflagerung die ermittelten Spannungen am verformten System so groß (siehe dazu [96], [172]), dass sie mit den Erfahrungen aus der Praxis nicht übereinstimmen [49]. Des Weiteren können mit Hilfe der FE-Methode verschiedene Laststellungen unter Berücksichtigung der vorhandenen Plattenverdübelung berücksichtigt werden.

Zur Ermittlung der Verkehrsspannungen liegen in der Praxis zahlreiche Methoden vor u. a. [10], [15], [49], [76], [158], [168]. Dabei werden Materialeigenschaften der verschiedenen Schichten des Tragsystems (z. B. E-Modul und Querdehnzahl) und die Nachgiebigkeit des Untergrunds (Bettungsziffer) berücksichtigt. Bei diesen Verfahren wird von einer Einzellast bzw. Topflast ausgegangen. Es werden hauptsächlich die Spannungen infolge verschiedener Lastfälle (Rand, Mitte und Ecke) ermittelt. Auf die einzelnen Verfahren wird im Rahmen der vorliegenden Arbeit nicht eingegangen.

In [100] und [116] findet man eine umfassende Zusammenstellung der Verkehrslasten auf Betonstraßen und deren Einwirkungen. Eisenmann berichtet in [43] über die Verkehrsbelastung von Flugbetriebsflächen.

In der Praxis wird zur Ermittlung der Spannungen infolge Verkehrslast in erster Linie die Finite Elemente Methode eingesetzt. Zahlreiche Computerprogramme können zur Anwendung kommen (z. B. DIANA [24], SOFISTIK [136] und FRILO [60]).

Infolge Fahrunebenheiten und der dadurch schwingenden Fahrzeugmasse sind die befahrbaren Betonplatten einer dynamischen Beanspruchung ausgesetzt. Die Höhe der dynamischen Beanspruchung hängt von der Straßenbeschaffenheit, Reifenbauart sowie den Federungs- und Dämpfungseigenschaften der Achse ab. Unter Betrachtung der durch die Bettung entstehenden Dämpfung und der relativ hohen Masse sowie geringer Stützweite der Platten führt die dynamische Beanspruchung zu einer vernachlässigbaren Anregung der Betonplatten. Daher wird in [113] eine Bemessung unter Berücksichtigung der dynamischen Materialparameter (Festigkeit in Abhängigkeit der Belastungsgeschwindigkeit, Dämpfungsmaß) nicht als notwendig erachtet. Die Stoßbeanspruchung wird bei der Bemessung meistens durch eine Erhöhung der statischen Radlast erfasst. In der Literatur [49], [104], [116], [166], findet man Angaben über die Erhöhungsfaktoren. In der Regel wird von einem Erhöhungsfaktor zwischen 1,2 und 1,5 ausgegangen.

#### **2.4.4 Sonstige Beanspruchungen**

Neben den Beanspruchungen infolge Witterung und Verkehrslast können Betonplatten weitere Beanspruchungen infolge Alkali-Kieselsäure Reaktion (AKR), Frost- und Tausalzbeaufschlagung oder chemischer Angriffe erfahren.

Diese Einwirkungen werden bei der Dimensionierung von Betonplatten in der Regel nicht berücksichtigt. Bei einer fehlerhaften Zusammensetzung des Betons oder der Verwendung ungeeigneter Zemente und Gesteinskörnungen können sie jedoch Schäden verursachen und somit die Dauerhaftigkeit stark beeinträchtigen.

AKR im Beton kann auftreten, wenn die Gesteinskörnung reaktionshaltige Silikate enthält, die mit den im Zement enthaltenen Alkalien reagieren und unter Wasseraufnahme zur Volumenvergrößerung führen. Dementsprechend können Quelldruckspannungen entstehen, die zu Schäden führen können [14], [96], [119]. Maliha [96] führte numerische Untersuchungen zur Erfassung der Spannungen in Betonfahrbahndecken durch. Dabei wurde festgestellt, dass AKR einen maßgeblichen Beitrag zur Bildung von Längsrissen liefern. Zur Vermeidung von AKR sollten Zemente mit einem  $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalent unter 0,8 M.-% verwendet werden.

Für einen ausreichenden Frost-Tausalz-Widerstand ist in erster Linie der Luftporengehalt entscheidend. Des Weiteren führt ein Beton mit einem niedrigen w/z-Wert zur Erhöhung des Frostwiderstands. Anforderungen an den Beton sind in [102] und [174] enthalten. Auch die Zementart und die Nachbehandlung können den Frostwiderstand wesentlich verbessern [25], [54].

Unbeschichtete Betonplatten können chemischen Flüssigkeiten, die betonangreifend sind, ausgesetzt sein. Dies trifft beispielsweise bei Betonplatten an Tankstellen zu. Den Betonplatten kommt hier neben der Tragfunktion eine Dichtfunktion zu. Solche Betonplatten müssen derart bemessen und hergestellt werden, dass wassergefährdende Stoffe nur bis zu einer bestimmten Tiefe in den Beton eindringen, um Gewässer vor Verunreinigungen zu schützen. Zur Bemessung und Herstellung sowie Überwachung dieser Betonplatten wird auf [21] und [94] verwiesen.

## **2.5 Beanspruchbarkeit von Betonplatten**

### **2.5.1 Allgemeines**

Für die Aufnahme der auftretenden Beanspruchungen in Betonplatten sind die Materialeigenschaften bzw. die Beanspruchbarkeit des Betons entscheidend. Anforderungen an den Beton findet man in [25], [94] und [174].

Grundvoraussetzung für die Erzielung einer hohen Beanspruchbarkeit des Betons ist die sachgerechte Herstellung der Betonplatten, einschließlich der Nachbehandlung. Des Weiteren ist eine Abstimmung der Betonzusammensetzung auf die zu erwartenden Beanspruchungen in der Planungsphase unerlässlich. Eine maßgebende Rolle spielt dabei die Zugfestigkeit des Betons. Die Tragfähigkeit der Betonplatten kann nur ausgeschöpft werden, wenn das tatsächliche Materialverhalten bei der Bemessung berücksichtigt wird. Dazu gehört u. a. die genaue Erfassung des nichtlinearen Tragverhaltens des Betons. Auf die maßgeblichen Eigenschaften des Betons wird in den nächsten Abschnitten eingegangen.

### 2.5.2 Zugfestigkeit

Ein maßgebendes Kriterium zur Bestimmung des Tragverhaltens des Betons ist die Zugfestigkeit. Sie beträgt nur einen Bruchteil (ca. 10 %) der Druckfestigkeit und wird sehr stark von der Haftung zwischen Zementstein und Betonzuschlag beeinflusst. Mit sinkendem w/z-Wert und steigendem Hydratationsgrad nimmt die Zugfestigkeit des Betons zu. Je nach Prüfmethode unterscheidet man zwischen der zentrischen Zugfestigkeit, Spalt- und Biegezugfestigkeit.

Nach [47] ist für die Bemessung die Biegezugfestigkeit relevant, da es sich bei Betonplatten in erster Linie um Biegespannungen handelt. In numerischen Untersuchungen mit Hilfe der FE-Methode wird jedoch die zentrische Zugfestigkeit verwendet, welche den einzelnen Elementen zugewiesen wird.

Die zentrische Zugfestigkeit wird als die maximal aufnehmbare mittlere Zugspannung einer Probe, die mit einer einaxialen Zugkraft beansprucht wird, definiert. Im Gegensatz zur Druckfestigkeit ist die Bestimmung der zentrischen Zugfestigkeit versuchstechnisch nicht einfach, da eine exakte zwängungsfreie Einleitung der Zugkraft erforderlich ist, was hohe Anforderungen an die Versuchseinrichtung stellt [99]. Zur Abschätzung der zentrischen Zugfestigkeit des Betons aus der Druckfestigkeit im Alter von 28 Tagen kann der Ansatz des CEB-FIP Model Code 1990 [19] herangezogen werden (siehe Gleichung 2.20). Weitere Ansätze findet man in [84] und [128].

$$f_{t,28,m} = 1,4 \cdot (f_{c,28} / 10)^{0,67} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (2.20)$$

mit:

$f_{t,28,m}$	Mittlere zentrische Zugfestigkeit des Betons	$[\text{N/mm}^2]$
$f_{c,28}$	Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen	$[\text{N/mm}^2]$

Zur Abschätzung der zentrischen Zugfestigkeit für den Beton bis zu einem Alter von 28 Tagen findet man in Angaben in [19], [65], [165] und [167].

Die Zugfestigkeit des Betons kann durch die Zugabe von Stahlfasern deutlich erhöht werden. Nach dem Merkblatt des DBV [20] werden die Stahlfasern nicht als Bewehrung sondern als Zusatzstoff, der die Betoneigenschaften verbessern soll, aufgefasst. Untersuchungsergebnisse zum Tragverhalten von stahlfaserbewehrten Industriefußböden und Fahrbahnen [52] zeigten eine deutliche Laststeigerung im Bruchzustand gegenüber dem Normalbeton, was auf das günstige Nachrissverhalten des Stahlfaserbetons zurückzuführen ist.

### 2.5.3 Nichtlineares Tragverhalten

Aufgrund von Mechanismen wie der Rissverzahnung und der Rissüberbrückung zeigt Beton in Zugbruchversuchen ein nichtlineares Tragverhalten. Um das Spannungs-Dehnungsverhalten des Betons unter Zugbeanspruchung realitätsnah beschreiben zu können, wurden nichtlineare Konzepte entwickelt. Zu den wesentlichen Ansätzen gehören das Fictitious Crack Model von Hillerborg et al. [72] und das Crack Band Model nach Bažant und Oh [7].

In der Praxis wird meistens das von Bažant und Oh entwickelte Crack Band Model [7] verwendet. Darin wird der gerissene Beton als ein Kontinuum behandelt. Ein Hauptvorteil dieses Modells ist, dass bei einer FE-Analyse der Verlauf des Risspfads nicht im Voraus bekannt sein muss. Dies erleichtert die Netzgenerierung und erspart die Voruntersuchungen zur Bestimmung der rissgefährdeten Bereiche [99]. In diesem Modell wird das Verhältnis zwischen Elementgröße und dem bruchmechanischen Grundmodell so gewählt, dass die Bruchenergie  $G_F$  der im gerissenen Element verbrauchten Energie entspricht. Dies wird durch die Anpassung des abfallenden Asts der Spannungs-Dehnungsbeziehung erreicht (siehe Abbildung 2.12).

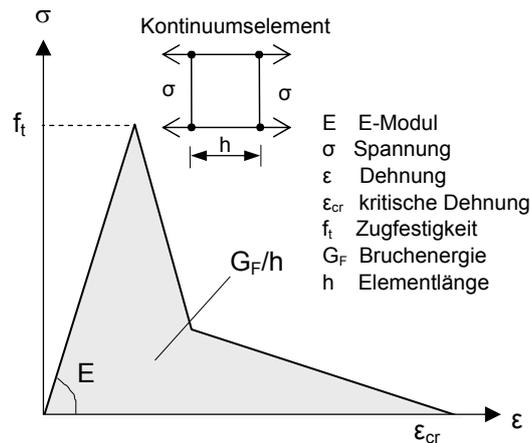


Abb. 2.12: Crack Band Model [7] zur Beschreibung des Betonverhaltens unter Zugbeanspruchung )

Zur Bestimmung der Lage des Knickpunkts im abfallenden Ast und der kritischen Rissweite bzw. der kritischen Dehnung  $\epsilon_{cr}$  (siehe Abbildung 2.12) kann der Ansatz des CEB-FIP Model Code 1990 [19] herangezogen werden. Demnach kann das Verhalten nach Auftreten eines Risses (Entfestigungsverhalten) durch eine bilineare Beziehung beschrieben werden (siehe Abbildung 2.13).

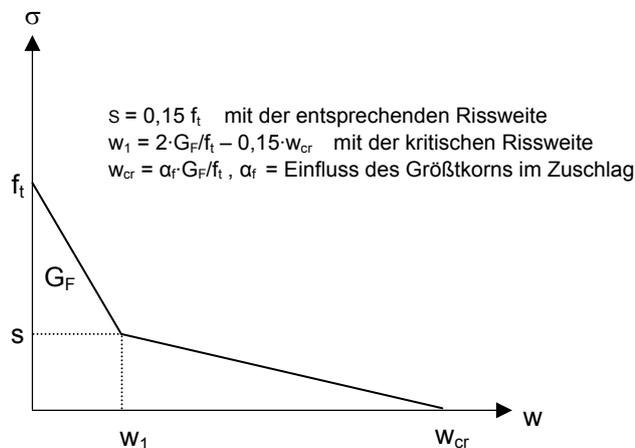


Abb. 2.13: Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung zur Beschreibung des Entfestigungsverhaltens des Betons nach CEB-FIP Model Code 1990 [19]

### 2.5.4 Viskoelastisches Verformungsverhalten

Beton zeigt unter dauernd wirkender Belastung bzw. Spannung ein zeitabhängiges viskoelastisches Verhalten, was von zahlreichen Parametern abhängig ist. In [68] wird zwischen inneren Parametern (z. B. Zementart, w/z-Wert, Art der Gesteinskörnung und Festigkeit) und äußeren Parametern (z. B. relative Umgebungsfeuchte, Temperatur, Alter bei Erstbelastung, Abmessungen des Bauteils und Belastungshöhe) unterschieden. Das viskoelastische Verhalten des Betons lässt sich mit rheologischen Modellen beschreiben [19], [110], [105], [161].

Kriechen ist die zeitabhängige Dehnung unter konstant gehaltener Spannung. Durch das Kriechen werden Zwängungen abgebaut. Somit hat es im Hinblick auf die Beanspruchung von Betonplatten eine günstige Wirkung. In [105] wird detailliert auf die Einflussfaktoren auf das Kriechen eingegangen. Die Kriechverformung wird im Wesentlichen durch Folgendes verstärkt:

- Steigenden w/z-Wert
- Höheren Zementgehalt
- Kleineren E-Modul der Gesteinskörnung
- geringe relative Feuchte der Umgebung
- Steigende Temperatur
- Steigende Spannungen
- Längere Belastungsdauer
- Abnehmende Festigkeit bei der Erstbelastung
- Geringe Bauteildicke bei möglicher Trocknung

In Abschnitt 4.3.4.3 wird auf die Ermittlung der Kriechverformung nach CEB-FIP Model Code 1990 [19] eingegangen.

### 2.5.5 Ermüdungsverhalten

Eine Betonplatte, die häufigen Lastwechseln unterworfen ist, erfährt eine Ermüdungsbeanspruchung. Diese können sowohl durch Einwirkungen des Verkehrs als auch der Temperatur und Feuchte verursacht werden. Mit steigender Lastwechselzahl nimmt die Spannung, die der Beton ertragen kann, ab. Daher wird bei der Bemessung eine gegenüber der Kurzzeitfestigkeit reduzierte Festigkeit in Ansatz gebracht.

Im Rahmen eines Wöhlerversuchs [31] wird der Probekörper einer harmonischen Belastung, die eine konstante Ober- und Unterspannung aufweist, bis zum Bruch ausgesetzt. Durch die Auswertung mehrerer Wöhlerversuche erhält man aus dem Zusammenhang zwischen der Bruchlastspielzahl  $N$ , dargestellt im logarithmischen Maßstab, und der zugehörigen Ober- und Unterspannung  $\sigma_{\max}$  bzw. Schwingbreite  $\Delta\sigma$  (Oberspannung – Unterspannung) als Regressionsgerade die so genannte Wöhlerlinie. Abbildung 2.14 zeigt die schematische Darstellung einer Wöhlerlinie und der Bereiche der Ermüdungsfestigkeit.

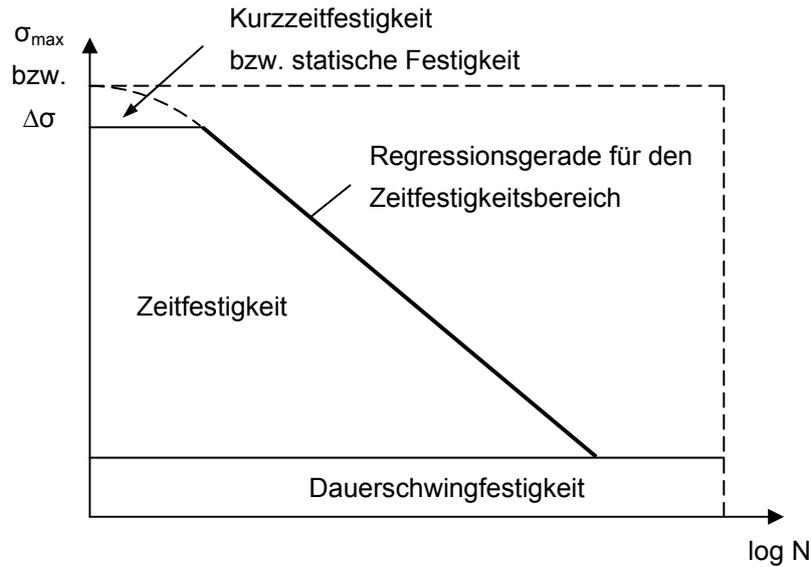


Abb. 2.14: Schematische Darstellung einer Wöhlerlinie und der Bereiche der Ermüdungsfestigkeit

Die Dauerschwingfestigkeit ist die Festigkeit, die der Werkstoff aufweist, wenn eine Schwingbeanspruchung im Wöhlerversuch (Einstufenversuch) theoretisch unendlich oft ertragen werden kann. Bei metallischen Werkstoffen ist die Grenze der Dauerschwingfestigkeit genau definiert. Beispielsweise liegt sie für Spann- und Betonstahl bei ca. 2 Millionen Lastzyklen. Bei Beton ist diese Grenzlastspielzahl nicht definiert [80], [82]. Daher wird beim Werkstoff Beton von Quasi-Dauerschwingfestigkeit gesprochen.

Die Ansätze der Ermüdungsfestigkeit lassen sich in allgemeiner Form darstellen [19], siehe Gl. 2.21:

$$S = \sigma_{\max} / f_t = 1 - \beta \cdot (1 - R)^\alpha \cdot \log_{10}(N) \quad (2.21)$$

mit:

S	Belastungsgrad
$\sigma_{\max}$	Maximale Zugspannung [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_t$	Zugfestigkeit des Betons [N/mm <sup>2</sup> ]
$\beta$	Faktor (0,082 ... 0,086)
R	Relation zwischen Unter- und Oberspannung
$\alpha$	Exponent (0,5 ... 1)
N	Ertragbare Lastwechselzahl

Durch Vernachlässigung des Verhältnisses zwischen Unter- und Oberspannung ergibt sich eine Schädigungshypothese in folgender Form, siehe Gl. 2.22:

$$S = 1 - \beta \cdot \log_{10}(N) \quad (2.22)$$

Die von Eisenmann [49] basierend auf den Untersuchungsergebnissen von [74] angegebenen Zeitfestigkeiten bilden die Grundlage für den Betonstraßenbau in Deutschland (siehe Tabelle 2.2), aus der sich durch Regressionsanalyse die Gleichung 2.23 ergibt:

$$S = 1 - 0,086 \cdot \log_{10} (N) \quad (2.23)$$

Tab. 2.2: Ermüdungsfestigkeit nach [74]

Festigkeit	Lastwechsel N	$S = \sigma_{\max} / f_{ct, fl}$	$\sigma_{\max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
Zeit	1	1	5,32
	30	0,85	4,52
	120	0,80	4,26
	490	0,75	3,99
	2000	0,70	3,72
	8000	0,65	3,46
	32000	0,60	3,19
	130000	0,55	2,93
	400000	0,51	2,71
Dauer	2000000	0,50	2,66
	10000000	0,50	2,66

Nach dem Ansatz von CEB-FIP Model Code 1990 [19] ergibt sich bei einer Fehlerwahrscheinlichkeit von 5 % folgender Ansatz, siehe Gl. 2.24. Demnach kann die Zeitfestigkeit bzw. die Wöhlerlinie in Abhängigkeit von der Betonfestigkeitsklasse ermittelt werden.

$$S = 1 - 0,083 \cdot \log_{10} (N) \quad (2.24)$$

Eine Möglichkeit zur Berücksichtigung der Spannung infolge einer wiederholten Belastung durch den Verkehr kombiniert mit einer über einen längeren Zeitraum gleich bleibenden Beanspruchung aus ungleichmäßiger Erwärmung ist in [49] angegeben. Dabei wird die Wölbspannung als konstante Unterspannung aufgefasst. Nach dem Verfahren von Pfeifer [116] wird die Biegezugfestigkeit des Betons durch einen Ermüdungssicherheitsbeiwert reduziert.

Auf Betonplatten wirken unterschiedliche Spannungen mit unterschiedlicher Lastwechselanzahl ein. Zur gemeinsamen Erfassung der einzelnen Lastkollektive können verschiedene Ansätze herangezogen werden. Der einfachste Einsatz ist die Palmgren-Miner-Regel, die aus dem Stahlbau stammt und einen linearen Zusammenhang zwischen der Schädigung und der Lastspielzahl ergibt.

In Abbildung 2.15 ist die Palmgren-Miner-Regel graphisch dargestellt. Mit  $n_i$  als vorhandener Anzahl der Schwingspiele auf dem entsprechenden Spannungsniveau und mit  $N_i$  als die aufnehmbare Lastspielzahl bis zum Bruch bei der Spannungsamplitude  $\Delta\sigma_i$  im Wöhlerversuch

ergibt sich die Teilschädigung auf diesem Spannungsniveau zu  $n_i / N_i$ . Für das Ermüdungsver-sagen  $D$  ergibt sich nach der Palmgren-Miner-Regel die Gleichung 2.25:

$$D = \sum_i \frac{n_i}{N_i} = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \frac{n_3}{N_3} + \dots \leq 1 \tag{2.25}$$

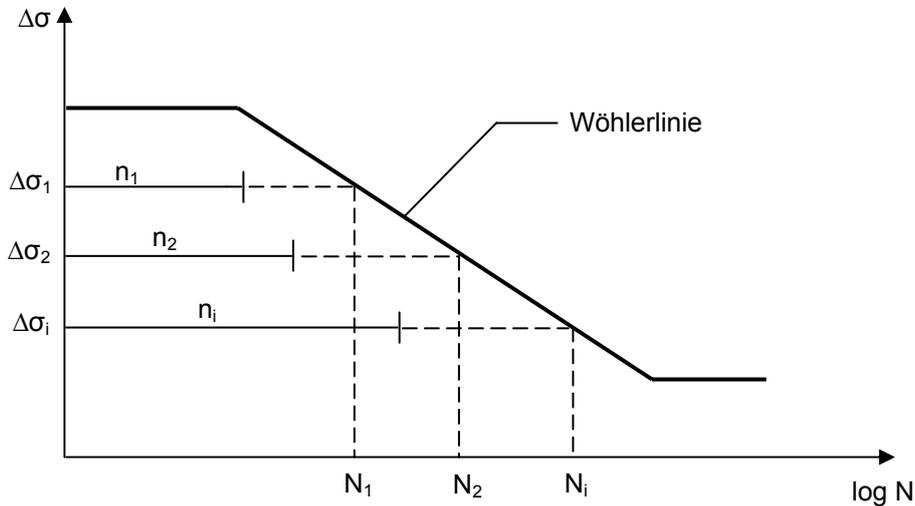


Abb. 2.15: Graphische Darstellung der Palmgren-Miner-Regel

## 2.6 Bemessung von Betonplatten

### 2.6.1 Allgemeines

Befahrte Betonplatten werden grundsätzlich in verschiedenen Bauweisen ausgeführt. In Deutschland kommt die unbewehrte Bauweise meistens zur Anwendung. Bewehrte oder vorgespannte Betonplatten bzw. Verkehrsflächen aus Beton werden sowohl in anderen europäischen Ländern (z. B. Belgien und Frankreich) als auch in den USA verwendet [141].

Ziel einer Bemessung ist es, Betonplatten herzustellen, welche die Anforderungen an die Tragfähigkeit und die Gebrauchstauglichkeit erfüllen. Bei der Bemessung gilt das Sicherheitsmodell als ein wichtiger Teil eines Bemessungsverfahrens. Ziel eines Sicherheitsmodells ist letztlich das Gewährleisten einer ausreichenden Sicherheit gegen Bauteilversagen. Dies kann nur erreicht werden, wenn Unsicherheiten bei der Ermittlung der Schnittkräfte und der Höhe der vorausgesetzten Festigkeiten des Betons abgedeckt werden. Um diese Unsicherheiten abzudecken, sind in den Vorschriften Sicherheitsbeiwerte angegeben, die zum Teil auf Schätzungen basieren und sich seit langem bewährt haben, siehe [4], [85] und [123]. Diese Sicherheitsbeiwerte decken alle erwähnten Unsicherheiten pauschal ab (globale Sicherheitsbeiwerte).

Die Weiterentwicklung der Sicherheitstheorie führte zur Anwendung von Teilsicherheitsbeiwerten. Durch das Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte ist es möglich, die unterschiedlichen Streuungen auf der Seite der Einwirkungen und der Widerstände genauer und differenzierter zu berücksichtigen. Ein Beispiel dafür ist das Sicherheitskonzept der DIN 1045-1 [25].

Ein wichtiger Aspekt bei der Bemessung ist – aus heutiger Sicht – die Nachhaltigkeit. Schießl [129] weist auf die zukünftige Berücksichtigung von Bemessungskonzepten hin, die neben den bisherigen Bemessungsverfahren auch Aspekte der Nachhaltigkeit des Baugeschehens (ökologische, ökonomische, Nutzungs- und Lebensdaueraspekte) einbeziehen.

### 2.6.2 Aktuelle Bemessungsverfahren

Zur Bestimmung des Aufbaus einer Verkehrsfläche aus Beton bzw. der Dicke der Betonplatte stehen in der Praxis einige Verfahren zur Verfügung:

- Empirische Verfahren
- Analytische Verfahren
- Standardisierte Verfahren
- Numerische Verfahren (FEM)

Den empirischen Verfahren liegen Erfahrungswerte zugrunde, die im Rahmen von Versuchen und an Erprobungsstrecken gesammelt wurden. Die Bemessung mit Hilfe der empirischen Verfahren kann u. U. zu unwirtschaftlichen Bauweisen führen, da bei der Bemessung keine Optimierung möglich ist. Die empirischen Verfahren werden in erster Linie in den USA verwendet. Als Beispiel wären hier die Ergebnisse zu nennen, die sich aus einem in den USA durchgeführten Großversuchs, dem AASHO Road Test [1] ergeben haben.

Die analytischen Verfahren sind aus theoretischen Überlegungen entstanden, mit deren Hilfe die Spannungen infolge der auftretenden Beanspruchungen abgeschätzt werden können (siehe Abschnitt 2.4.1 bis 2.4.3). Bei den analytischen Verfahren werden relativ viele Annahmen (z. B. Nullspannungstemperatur, Feuchteverteilung usw.) getroffen, um die Bemessung zu vereinfachen. Zu den wichtigsten analytischen Verfahren gehört das von Eisenmann [42], [49] entwickelte Verfahren. Weitere Verfahren zur Bemessung von Betonfahrbahndecken bzw. Bodenplatten aus Beton sind in [95], [113] und [116] dargestellt.

Bei den standardisierten Verfahren finden die in der Praxis gewonnenen Ergebnisse mit den Ergebnissen aus wissenschaftlichen Untersuchungen bzw. Forschungsarbeiten Berücksichtigung. In Deutschland ist der Bau von Verkehrsflächen im Straßen- und Flugplatzbau durch gültige Richtlinien und Merkblätter geregelt [101], [103], [124], [174]. Dabei werden genaue Angaben über Material, Plattendicke, Dübelanordnung, Herstellung usw. gemacht.

Die numerischen Verfahren erfolgen durch die Nutzung der Finite-Elemente-Methode (FEM). Gegenüber anderen Bemessungsmethoden handelt es sich bei der FEM um ein hoch entwickeltes und leistungsfähiges Werkzeug, mit dessen Hilfe die Spannungen und Verformungen infolge verschiedener Beanspruchungen erfasst werden können [58], [76], [96]. In der Praxis wird diese Methode in erster Linie zur Bestimmung der Spannungen infolge Verkehrslast angewendet.

Zu den aktuellen Bemessungsverfahren gehören das Verfahren von Niemann [113] und von Pfeifer [116]. Niemann [113] untersuchte das Gebrauchsverhalten von auf dem Baugrund

elastisch gelagerten Platten aus Beton mit und ohne Betonstahlbewehrung unter Einwirkungen infolge Last und Zwang. In diesem Verfahren wird ein geringes Tragfähigkeitsrisiko angenommen, entscheidend ist die Gebrauchstauglichkeit. Die Basis dieses Bemessungsverfahrens bilden durchgeführte eigene Versuche und umfangreiche Parameterstudien [113]. Der Nachweisführung liegt die Biegezugfestigkeit nach [19] zugrunde. Für die Fälle Plattenmitte, -rand und -ecke werden die Verkehrslasten aus Einzelrad, Achslasten, Tandem- und Tridemlasten erfasst. Bei der Ermittlung von Temperaturspannungen werden eine nichtkonstante Verteilung der Nullspannungstemperatur sowie die jahres- und tageszeitlichen Temperatur für Freiflächen und Industriehallen berücksichtigt. Jedoch basiert der dabei angenommene Verlauf der Nullspannungstemperatur auf groben Annahmen. Herstellungstechnische sowie betontechnologische Aspekte, die den Verlauf der Nullspannungstemperatur maßgeblich beeinflussen werden außer Acht gelassen. Die Ermittlung von hygrischen Dehnungen erfolgt als fiktive Temperatureinwirkung durch einen entsprechenden Temperaturendeckungskoeffizienten. Dies stellt eine grobe Annahme bei der Spannungsermittlung infolge hygrischer Beanspruchung dar. Das günstige nichtlineare Betonverhalten unter Berücksichtigung einer nahezu unvermeidbaren feinen Rissbildung wird bei dem Verfahren nicht berücksichtigt.

Pfeifer [116] entwickelte ein Verfahren für die Bemessung des Betonoberbaus, welches sich primär auf unbewehrte Betondecken bezieht. Dabei wird das aufnehmbare Moment durch die zentrische Zugfestigkeit bestimmt. Zur Bestimmung der Dicke der Betondecke erfolgt die Nachweisführung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit. Des Weiteren wird ein Ermüdungsnachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit, jeweils für die Quer- und Längsfuge geführt. Der Schwerpunkt dieses Verfahrens liegt bei der Ermittlung der Spannungen infolge Verkehrslast. Eine detaillierte Zusammenfassung von Achslasten auf deutschen Straßen ist in [116] zu finden. Diesem Verfahren liegt ein linear-elastisches Materialgesetz zugrunde, welches dem tatsächlichen Betonverhalten nicht entspricht. Aspekte der Nullspannungstemperatur und der Witterung sowie Einfluss der Verformung auf das Spannungsverhalten werden bei diesem Verfahren nicht berücksichtigt. Ferner findet das viskoelastische Materialverhalten keine Berücksichtigung.

Dauerhafte befahrbare Betonplatten können besonders wirtschaftlich aus unbewehrtem Beton hergestellt werden. Hierzu bedarf es jedoch eines geeigneten, werkstoffgerechten Bemessungskonzeptes und entsprechender Konstruktionsregeln, die bislang weitestgehend fehlen. Diese Lücke soll im Rahmen dieser Arbeit geschlossen werden. Dabei soll ein Bemessungsverfahren entwickelt werden, welches dem tatsächlichen Trag- und Verformungsverhalten von Beton, d. h. seinen stofflich nichtlinearen Eigenschaften Rechnung tragen soll. Neben dem nichtlinearen Betonverhalten sollen auch lastunabhängige und lastabhängige Betonverformungen unter Ausschöpfung der Zugfestigkeit wirklichkeitsnah berücksichtigt werden. Des Weiteren sollen herstellungstechnische und betontechnologische Aspekte Berücksichtigung finden. Unverzichtbare experimentelle Grundlagenuntersuchungen und komplexe numerische FE-Berechnungen bilden die Basis für die Entwicklung des eigenen Bemessungsverfahrens.

### 3 Experimentelle Untersuchungen

Unter praxisnahen Randbedingungen wurden experimentelle Untersuchungen an großen Betonplatten und an kleinen Probekörpern mit dem Hauptziel durchgeführt, Ergebnisse zur Kalibrierung und Verifizierung des entwickelten numerischen Modells zu gewinnen. Des Weiteren dienen die aus den Versuchen gewonnenen Ergebnisse zur Erarbeitung von Empfehlungen für die Baupraxis. An großen Betonplatten wurden durch entsprechende hygri- sche und thermische Beanspruchungen die Verformungsfälle „Aufschüsselung und Aufwölbung“ erzeugt. Schließlich erfolgten bruchmechanische Untersuchungen, die der Erfassung des Einflusses feiner Rissbildungen auf die Tragfähigkeit von großen Betonplatten dienen. Anhand von Parallelversuchen wurden die mechanischen und physikalischen Eigenschaften des verwendeten Betons untersucht.

#### 3.1 Versuchsprogramm

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen wurden vier große Betonplatten mit den Abmessungen  $l \times b \times d = 5,0 \times 1,0 \times 0,26 \text{ m}^3$  hergestellt. Zur Erfassung des Einflusses von hygri- schen und thermischen Beanspruchungen auf das Verformungs- und Spannungsverhalten von Betonplatten wurde ein entsprechendes Untersuchungsprogramm konzipiert. Als Grundlage dienten die Ergebnisse einiger numerischer Voruntersuchungen, bei denen sich einzelne kritische witterungsbedingte Beanspruchungen und Randbedingungen herauskristallisiert hatten.

Im Versuchsprogramm der großen Betonplatten (siehe Tab. 3.1a und 3.1b) wurde der Einfluss folgender Beanspruchungen bzw. Randbedingungen studiert:

- Austrocknung der Oberseite
- Befeuchtung der Unterseite
- Beschleunigte Austrocknung an der Oberseite (Wind)
- Zyklisch hygri- sche Wechselbeanspruchung an der Oberseite
- Einfluss der fehlenden Nachbehandlung
- Zwangsbeanspruchung (Behinderung der Aufschüsselung)
- Erwärmung und Abkühlung
- Extremer Thermoschock

Um die Aufschüsselung infolge der Austrocknung an der Oberfläche erfassen zu können, wurde Platte 1 an der Unterseite mit einer Versiegelung versehen. Somit konnte eine Austrocknung an der Unterseite verhindert werden. An Platte 2 wurde die Austrocknung an der Oberseite bei gleichzeitiger Befeuchtung der Unterseite simuliert. Bei Platte 3 wurde zusätzlich der Einfluss des Winds (beschleunigte Austrocknung an der Oberseite) und einer fehlenden Nachbehandlung untersucht. Die Untersuchung des Einflusses der Zwangsbeanspruchung an den Plattenenden erfolgte bei Platte 4. Dabei wurde das vertikale Abheben der Plattenenden mittels einer entwickelten Zwangskonstruktion unterdrückt. Dies sollte die in der Praxis vorliegende gegenseitige Verformungsbehinderung der Platten im Fugenbereich repräsentieren. Der Einfluss einer zyklischen Befeuchtung der Oberseite mit anschließender Trocknung

(zyklisch hygri-sche Wechselbeanspruchung) wurde bei allen Platten nach einer größeren Liegedauer erfasst. Das thermische Verhalten der Betonplatten unter verschiedenen Randbedingungen wurde an den Platten 1, 2 und 3 untersucht. In den Tabellen 3.1a und b sind die Beanspruchungen in Abhängigkeit von der Zeit bzw. dem Alter der Betonplatten dargestellt.

Tab. 3.1a: Versuchsmatrix zu den Randbedingungen bzw. Beanspruchungen bei den großen Betonplatten

Art der Beanspruchung, Randbedingungen	Zeitraum bezogen auf Betonalter		Platte			
			1*	2	3	4**
Nachbehandlung	1.	Woche	x	x	-	x
Lagerung in der Prüfhalle	2.	Woche	x	x	x	x
Austrocknung der Oberseite	3. - 80.	Woche	x	x	x	x
Befeuchtung der Unterseite	3. - 80.	Woche	-	x	x	x
Wind	3. - 80.	Woche	-	-	x	-
Hygr. Wechselbeanspruchung	81.	Woche	x	x	x	x
Zwangsbeanspruchung	3. - 86.	Woche	-	-	-	x
Temperaturbeanspruchung	83. - 86.	Woche	x	x	x	-
Extremer Thermoschock	83. - 86.	Woche	x	x	x	-

\* Platte 1 war an der Unterseite versiegelt

\*\* Platte 4 stand zusätzlich unter Zwangsbeanspruchung

Tab. 3.1b: Versuchsmatrix zu den Randbedingungen bzw. Beanspruchungen bei den großen Betonplatten

Art der Beanspruchung	Angaben zur Beanspruchung
Austrocknung der Oberseite:	Umgebungsbedingungen in der nicht klimatisierten Prüfhalle: zwischen 30 und 40 % r. F. und zwischen 15 und 30 °C Lufttemperatur.
Befeuchtung der Unterseite:	Die Betonplatten lagen mit der Unterseite ca. 5 mm im Wasser.
Wind:	Mit Hilfe eines Ventilators erzeugte Luftbewegung (mittlere Windgeschwindigkeit 1,9 m/s).
Hygrischer Wechsel:	Die Oberseite wurde mit 5 Zyklen Befeuchtung (2 h) und anschließender Trocknung (22 h) beansprucht (Raumtemperatur betrug ca. 25 °C; r. F. der Umgebung ca. 35 %)
Temperatur:	Aufheizen der Plattenoberseite auf ca. 55 °C und anschließende Abkühlung bei Raumtemperatur (ca. 25 °C) bzw. mittels Wasser (10 °C und 20 °C).
Extremer Thermoschock:	Die auf ca. 55 °C aufgeheizte Oberfläche wurde mit Eiswasser für 30 Minuten beaufschlagt.

Zunächst war das Versuchsprogramm für einen Zeitraum von einem Jahr konzipiert. Da ein vermutetes Abklingen der vertikalen Verformungen an den Enden der Großplatten nach einem Jahr noch nicht festzustellen war, wurde die Beobachtungsdauer der Großplatten zur Bestimmung der Verformungen infolge hygrischer Beanspruchung auf 1,5 Jahre verlängert.

Zur Kalibrierung des numerischen Modells war die Verwendung und damit die Bestimmung der tatsächlichen mechanischen und physikalischen (hygrischen und thermischen) Materialkennwerte des verwendeten Betons erforderlich. Deshalb wurde neben den Hauptuntersuchungen an großen Betonplatten ein weiteres Versuchsprogramm zur Durchführung von Parallelversuchen konzipiert. Hierfür wurden ca. 100 kleine Probekörper (Würfel, Zylinder, Balken und eingeschnürte Prismen) aus dem gleichen Beton hergestellt.

Im Rahmen dieser Parallelversuche wurden neben der Bestimmung der mechanischen und physikalischen Materialkennwerte Feuchte- und Temperaturgradienten sowie Verformungen an Kleinbalken, deren Lagerungsbedingungen denen der großen Betonplatten entsprachen, bestimmt. Die Durchführung einiger der Parallelversuche erfolgte im Rahmen einer Kooperation mit dem Institut für Baukonstruktion und Baustoffe der Technischen Universität München. In Tabelle 3.2 sind die im Rahmen des Parallelversuchsprogramms durchgeführten Untersuchungen an kleinen Probekörpern zusammengestellt.

Tab. 3.2: Zusammenstellung der Untersuchungen zur Bestimmung von physikalischen und mechanischen Eigenschaften des verwendeten Betons

Untersuchungsgegenstand	Probekörper
Druckfestigkeit im Alter von 2, 7, 14, 28, 56 und 180 Tagen	Würfel, Kantenlänge = 150 mm bzw. Bohrkerne, Ø 75 mm, h = 150 mm
Spaltzugfestigkeit im Alter von 2, 7, 14, 28, 56 und 180 Tagen	Vollzylinder, Ø 150 mm, h = 300 mm
Zentrische Zugfestigkeit im Alter von 28 und 180 Tagen	Eingeschnürte Prismen, l x b x h = 600 x 100 x 100 (bzw. 60) mm <sup>3</sup> bzw. Bohrkerne, Ø 75 mm, h = 150 mm
Biegezugfestigkeit im Alter von 2, 28 und 180 Tagen	Balken, l x b x h = 700 x 150 x 150 mm <sup>3</sup>

Tab. 3.2 (Fortsetzung): Zusammenstellung der Untersuchungen zur Bestimmung von physikalischen und mechanischen Eigenschaften des verwendeten Betons

Untersuchungsgegenstand	Probekörper
Statischer E-Modul im Alter von 2, 7, 14, 28, 56 und 180 Tagen	Vollzylinder, Ø 150 mm, h = 300 mm bzw. Bohrkerne, Ø 75 mm, h = 150 mm
Bruchenergie im Alter von 360 Tagen	Gekerbte Prismen, l x b x h = 240 x 100 x 100 (bzw. 60) mm <sup>3</sup>
Sorptionsisothermen	Gesägte Platten, l x b x h = 200 x 50 x 10 mm <sup>3</sup>
Porengrößenverteilung (HG-Druckporosimetrie)	Bruchstücke
Gravimetrische Feuchteverteilung im Alter von 28, 90, 180 und 360 Tagen	Vollzylinder, Ø 150 mm, h = 260 mm
Wasseraufnahmekoeffizient	Gesägte Scheiben, Ø 150 mm, h = 40 mm
Wasserdampfdiffusions- widerstand	Gesägte Scheiben, Ø 150 mm, h = 40 mm
Radiale Längenänderung und Massenänderung infolge Feuchteaustausch	Vollzylinder, Ø 150 mm, h = 260 mm
Feuchte- und Temperaturgradienten	Balken, l x b x h = 700 x 150 x 260 mm <sup>3</sup>
Vertikale Verformungen infolge Feuchte- und Temperaturgradienten	Balken, l x b x h = 700 x 150 x 260 mm <sup>3</sup>
Wärmedehnzahl	Vollzylinder, Ø 100 mm, h = 200 mm

## 3.2 Durchführung der Großversuche

### 3.2.1 Versuchsaufbau und Messtechnik

Zur Simulation von hygrischen und thermischen Beanspruchungen an großen Betonplatten war die Entwicklung eines entsprechenden Versuchsaufbaus erforderlich. Dieser bestand bei allen Platten aus einer Blechwanne, in die die Platten nach ihrer Herstellung eingelagert wurden. Bei einer Platte wurde zusätzlich die unten beschriebene Zwangskonstruktion vorgesehen. Zur Befeuchtung der Unterseite der Platten wurden die Blechwannen (Wanddicke 1,5 mm) mit einer PVC-Folie ausgekleidet und mit Wasser gefüllt.

Die Wannen wurden aus konstruktiven und bauphysikalischen Gründen auf Stahlträgern (I-Profile) aufgebaut. Damit konnte ein Hohlraum unter den Wannen geschaffen werden um sicherzustellen, dass die Betonplatten an der Unterseite sowie an der Oberseite der gleichen Temperatur ausgesetzt waren. Die Lagerung der Platten selbst erfolgte auf quadratischen Stahlhohlprofilen ( $a \times b = 60 \times 40 \text{ mm}^2$ ) mit einer Wandstärke von 4 mm, die hochkantig in Abständen von ca. 25 bis 30 cm verlegt wurden (siehe Abbildung 3.1). Die Stahlprofile dienten als Querträger zur Weiterleitung des Gewichts der Platten an die darunter liegenden Stahlträger. Ferner ermöglichten sie jedoch eine vollflächige Befeuchtung der Plattenunterseiten.



Abb. 3.1: Ausgekleidete Blechwannen auf Stahlträgern (links) und in die Wannen eingebaute Rohr Stahlprofilen zur Lagerung der großen Betonplatten (rechts)

Um Verformungen infolge der reinen Austrocknung an der Oberseite von Platte 1 zu erfassen, wurde die Platte an der Unterseite hygrisch versiegelt bzw. isoliert (PVC-Folie P85 Trevira). Dadurch konnte eine Austrocknung nur in Richtung der Oberseite sichergestellt werden.

In einem um Platte 3 aufgebauten Windkanal mit einem Querschnitt von  $h \times b = 1,7 \times 1,5 \text{ m}^2$  erfolgte die Simulation der Beanspruchung durch Wind. Mit Hilfe eines Ventilators wurde eine Luftbewegung mit einer mittleren Geschwindigkeit von 1,9 m/s erzeugt. Der Ventilator war über einen Versuchszeitraum von 80 Wochen ohne Unterbrechung eingeschaltet. Das Wasser in der Wanne 3 wurde vor einer Abkühlung infolge des Windes durch Styroporplatten ( $d = 40 \text{ mm}$ ) geschützt. Damit konnte sichergestellt werden, dass Änderungen der Verformung der Platte 3 im Vergleich zur Platte 2 (Befeuchtung unten, Trocknung oben) nur infolge des Windes an der Oberseite erzeugt wurden.

Zur Untersuchung des Einflusses der Zwangsbeanspruchung (Verformungsbehinderung der Plattenenden) auf das Verformungs- und Spannungsverhalten wurde bei Platte 4 eine spezielle Konstruktion entwickelt, welche die Verformung der Plattenenden unterdrückte. Diese Zwangskonstruktion bestand aus zwei biegesteifen Kragarmen aus einem Stahlprofil HEA 180, die an jedem Plattenende angebracht waren. Die Verbindung zwischen der Betonplatte und der Zwangskonstruktion erfolgte über ein Verteilungsprofil U 100, das mit jeweils 2 Schrauben M16 pro Kragkonstruktion die gezwängte Kraft in die Zwangskonstruktion einleitete. Die Verankerung jeder Kragkonstruktion erfolgte über 4 Schrauben M20 (Festigkeitsklasse 10.9). Eine 20 mm dicke Fußplatte verband die Kragkonstruktion mit den darunter liegenden Stahlträgern HEB 800 (siehe Abbildung 3.2).

In Anlehnung an [99] wurde die Simulation der Plattenerwärmung (Platten 1, 2 und 3) infolge Sonneneinstrahlung mit Hilfe von über den Platten angeordneten Heizstrahler (16 Heizstrahler je Platte) ausgeführt. Die Heizstrahler besaßen eine Leistung von max. 1800 W und konnten die Plattenoberfläche nach 6 Stunden auf ca. 55 °C aufheizen.

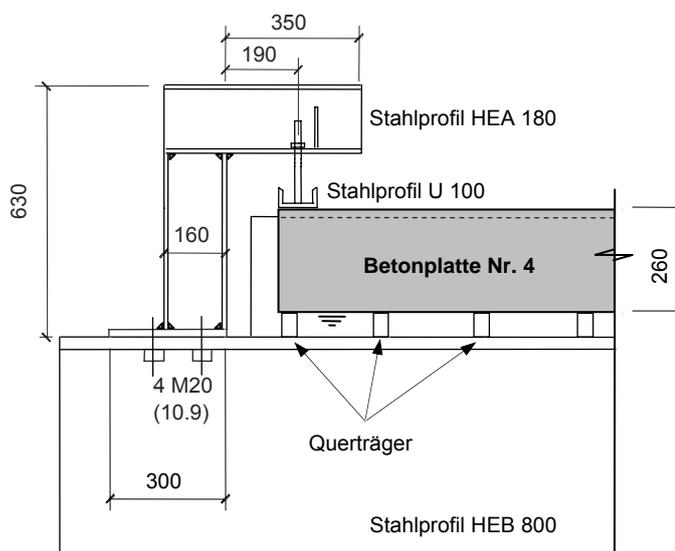


Abb. 3.2: Zwangskonstruktion an den Enden der Platte 4 zur Simulation der vertikalen Verformungsbehinderung, Maße in [mm]

Zur genauen Erfassung des Verformungs-, Spannungs- und Rissverhaltens der großen Betonplatten unter den simulierten Beanspruchungen wurden im Rahmen des Großversuchsprogramms folgende Messwerte erfasst:

- Vertikale Verformungen
- Temperaturgradienten über die Plattenhöhe
- Feuchtegradienten in der Randzone der Platte (40 bzw. 80 mm)
- Dehnungen des Betons
- Zwangskräfte
- Rissbreiten

Die Messwerterfassung der vertikalen Verformungen sowie von Temperaturen und Dehnungen erfolgte mit einem Messgerät vom Typ UGR 100 der Fa. Hottinger, das an einen PC zur Steuerung des Geräts sowie zur Datenspeicherung, angeschlossen war.

### **Vertikale Verformungen**

Mittels induktiver Wegaufnehmer WK5 (Fa. Hottinger) wurden die vertikalen Verformungen an den großen Platten registriert. Um die Verformungen über die Plattenlänge erfassen zu können, wurden die Betonplatten mit je 5 Messstellen versehen. Die Hälfte jeder Betonplatte war mit vier induktiven Wegaufnehmern bestückt. Eine Kontrollmessung am Ende der zweiten Plattenhälfte erfolgte durch einen weiteren Wegaufnehmer. Die genaue Lage der induktiven Wegaufnehmer kann der Abbildung 3.3 entnommen werden. Als Halterung für die Wegaufnehmer dienten aus Rechteckhohlprofilen aufgebaute Stahlrahmen, welche an den Stahlträgern befestigt waren. Zur Minimierung der thermisch bedingten Verformungen der Stahlrahmen bzw. der Wegaufnehmer während der thermischen Beanspruchung wurden spezielle Abdeckungen aus Blech (Dicke 1,5 mm, siehe Abb. 3.18 links) vorgesehen, welche die direkte Einwirkung aus Wärmestrahlung abschirmten. Messingsockel, die in den Platten eingedübelt waren und über eine Höhe von 3 cm mit Kunststoff isoliert waren, sollten den Kontakt zwischen dem während des Thermoschocks eingesetzten Eiswasser und den Wegaufnehmern vermeiden.

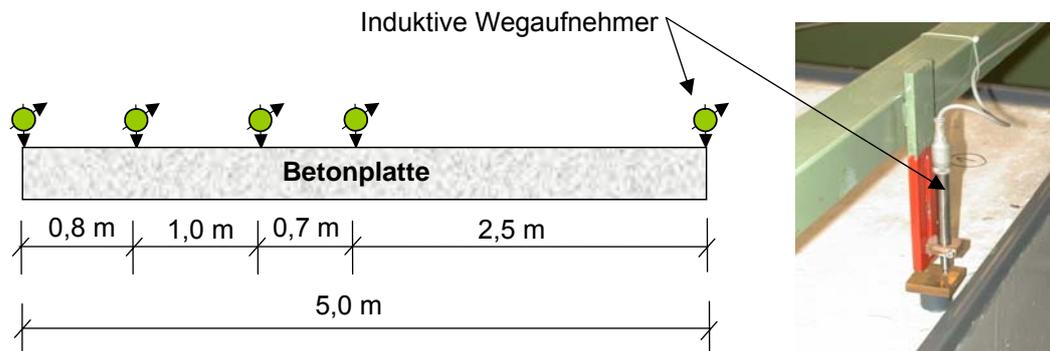


Abb. 3.3: Anordnung der an Querrahmen montierten induktiven Wegaufnehmer zur Messung der vertikalen Verformungen an den großen Betonplatten

### **Temperaturmessungen**

Zur Durchführung der Temperaturmessungen kamen Temperaturfühler PT100 zum Einsatz, die bei der Herstellung der Platten einbetoniert wurden. Die Temperaturverteilung wurde in jeder Platte an zwei verschiedenen Stellen (im Plattendrittel) registriert. An der ersten Messstelle war eine Messstrecke mit jeweils sieben Temperaturmessstellen mittels einer Halterung aus Kunststoff angeordnet (siehe Abbildung 3.4). Die zweite Messstelle diente als Kontrollmessung und beinhaltete drei Temperaturmessstellen. Aufgrund der zu erwartenden großen Temperaturänderung an der Oberfläche während der thermischen Beanspruchung wurden die vertikalen Abstände im oberflächennahen Bereich der Platte enger gewählt. Die Bestimmung der Temperaturverteilung in den Platten über die Bauteilhöhe war bei der Durchführung der Großversuche sowie bei der Verifizierung des numerischen Modells von großer Bedeutung. Die Registrierung der Umgebungstemperatur erfolgte über den gesamten Versuchszeitraum.

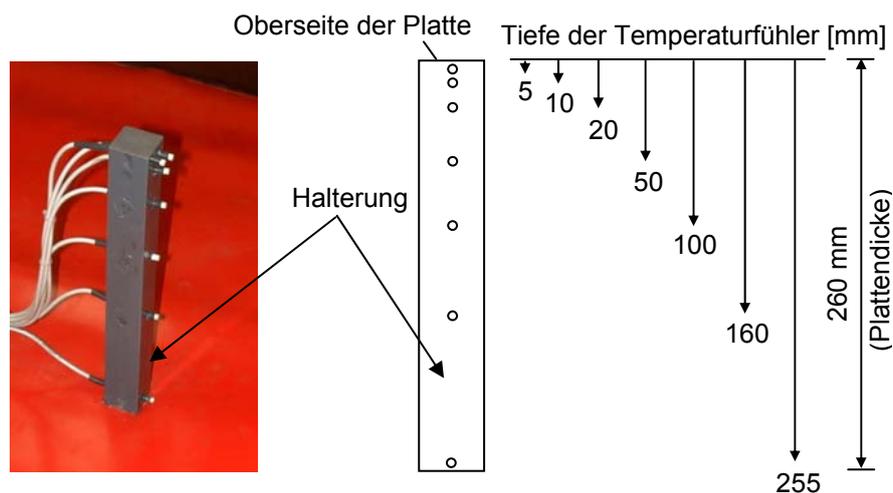


Abb. 3.4: Anordnung der Temperaturfühler in einer Messstrecke über die Plattenhöhe für die Versuche an den großen Betonplatten

### Feuchtemessungen

Neben der Messung der Umgebungsfeuchte wurden zur Erfassung der Feuchteverteilung im oberen und unteren Bereich der Platten vom Institut für Baukonstruktion und Baustoffe der Technischen Universität München entwickelte Multiringelektroden (MRE) eingebaut [132]. Die MRE besitzen eine zylindrische Form mit einem Durchmesser von 20 mm. Eine MRE besteht aus acht Edelstahlringen mit einer Dicke von 2,5 mm. Die Edelstahlringe werden durch Kunststoffzwischenringe (Dicke = 2,5 mm) gehalten. Der elektrolytische Widerstand zwischen zwei benachbarten Edelstahlringen im Abstand von 5 mm wurde mittels eines manuell gesteuerten Messgeräts erfasst. Je trockener der Beton (geringerer Feuchtegehalt) ist, desto größer wird der gemessene Widerstand.

Die Position der MRE in den Betonplatten wurde so eingestellt, dass der Widerstand des Betons in den oberflächennahen Randbereichen bis zu einer Tiefe von 40 bzw. 80 mm gemessen werden konnte. Die gemessenen Widerstände geben Anhaltspunkte zur Feuchteverteilung über die Bauteilhöhe. Tabelle 3.3 enthält Angaben über die Anzahl sowie die Einbautiefen der Multiringelektroden in den großen Betonplatten.

Tab. 3.3: Anzahl und Verteilung der Multiringelektroden (MRE) über die Plattenhöhe

Abstand von der Oberfläche	5 bis 40 mm	40 bis 80 mm	215 bis 255 mm
Platte 1	3	-	2
Platte 2	3	2	2
Platte 3	3	-	2
Platte 4	1	-	1

An zusätzlichen Kleinproben aus demselben Beton, die neben den großen Betonplatten unter den gleichen Rand- und Umgebungsbedingungen gelagert waren, wurde die Feuchteverteilung zu verschiedenen Zeitpunkten gravimetrisch bestimmt (siehe Abschnitt 3.7.4).

### **Dehnungen des Betons**

Zur Erfassung der Betondehnung über die Plattenhöhe sowie an der Plattenoberseite während der thermischen Beanspruchungen wurden Dehnungsmessstreifen DMS-PL60 (Fa. TML) vertikal über die Höhe der Platten 1 und 2 in eine Kunststoffhalterung eingebaut und an der Oberfläche aller Platten aufgeklebt (siehe Anhang, Abb. A 3.1). Die Abstände der vertikal angeordneten Messstellen betragen 50 mm und der Abstand zur Oberfläche betrug 30 mm.

### **Zwangskräfte**

Durch die unterdrückten Verformungen erfuhren die in der Kragkonstruktion eingebauten Zwangsschrauben der Platte 4 (siehe Abbildung 3.5) Stauchungen, die mittels an die Einzelzwangsschrauben geklebten DMS-FLK6 (Fa. TML) erfasst wurden. Daraus konnte eine Aussage über die Größe der Zwangskraft abgeleitet werden. Messungen der vertikalen Verformung der Kragkonstruktion kontrollierten die Nachgiebigkeit der Zwangskonstruktion.

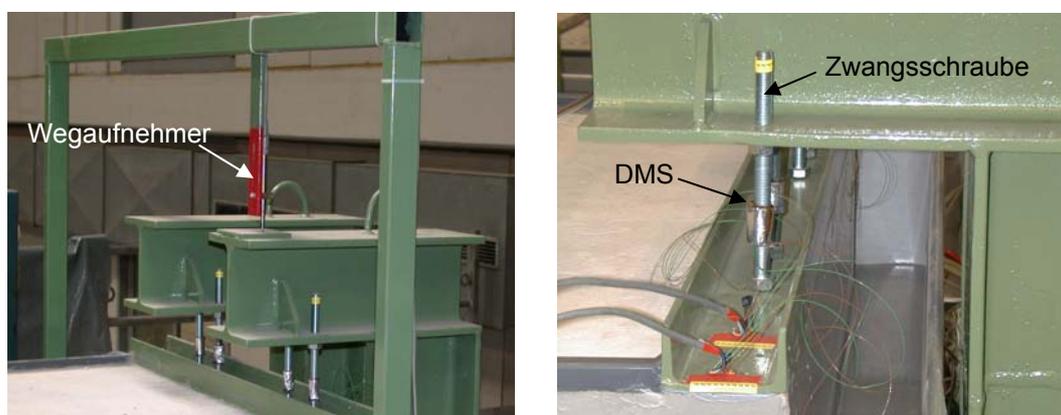


Abb. 3.5: Kontrolle der Nachgiebigkeit der Zwangskonstruktion und Erfassung der Stauchung der Zwangsschrauben mittels geklebter DMS

### **Rissbildung**

Im Rahmen der durchgeführten Großversuche wurde die Rissbildung bei allen Platten erfasst. Dabei wurde in regelmäßigen Zeitabständen die Entstehung und Entwicklung von Rissbildungen augenscheinlich beobachtet und registriert. Diese Aufnahmen zur Rissbildung dienten als weiterer Verifikationsparameter des numerischen Modells.

### **3.2.2 Betonzusammensetzung und -eigenschaften**

Alle Probekörper, sowohl die großen Betonplatten als auch die kleinen Probekörper, wurden aus demselben Beton hergestellt. Um die Streuung der Betoneigenschaften zu minimieren und um sicher zu stellen, dass der für die Herstellung der Großplatten verwendete Beton von dem der kleinen Proben nicht abweicht, kam ein Transportbeton zum Einsatz, so dass alle Versuchskörper aus einer Mischung betoniert werden konnten. Bei der Herstellung des Betons wurde ein güteüberwachter Zuschlag mit einem Größtkorn bis 22 mm gewählt. Dabei wurde Moräne-Edelsplitt der Körnung 8/16 und 16/22 verwendet. Die zugehörige Sieblinie ist im Anhang, Abb. A 3.2, gestrichelte Linie, dargestellt.

Betone für Fahrbahnplatten werden in der Praxis üblicherweise mit einer steifen Konsistenz eingebaut. Im Rahmen von Vorversuchen wurde festgestellt, dass die zur Herstellung aller Probekörper erforderliche Verarbeitungszeit von mindestens zwei Stunden ohne Zusatzmittel (Fließmittel und Verzögerer) nicht zu erzielen war. Deshalb mussten aus technischen und logistischen Gründen Verzögerer VZ 1 sowie Fließmittel FM 31 (Fa. Heidelberger Bauchemie) eingesetzt werden, wodurch eine Verarbeitungszeit von zwei Stunden und eine plastische bis weiche Konsistenz erreicht werden konnte. Ein Nachweis der Wirksamkeit des Luftporenbildners S 87 LP (Fa. Heidelberger Bauchemie) in Verbindung mit dem o. g. Fließmittel wurde von Seiten des Betonwerks „Lieferbeton“ in Karlsruhe vorgelegt. Bei der Wahl der Betonzusammensetzung wurde ein Zement CEM I 32,5 R der Fa. Heidelberger Zement, Weisenau mit einem  $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalent  $< 1,0 \text{ M.-%}$  gewählt. Angaben über die Betonrezeptur sind in Tabelle 3.4 zusammengestellt.

Tab. 3.4: Zusammensetzung des verwendeten Betons

Betonzusammensetzung		
Zementart	CEM I 32,5 R - st - HDZW	
Zementgehalt	[kg/m <sup>3</sup> ]	340
Wassergehalt	[kg/m <sup>3</sup> ]	161
Wasserzementwert		0,47
Rheinsand 0/2	[kg/m <sup>3</sup> ]	534
Rheinkies 2/8	[kg/m <sup>3</sup> ]	228
Moräne-Edelsplitt 8/16	[kg/m <sup>3</sup> ]	544
Moräne-Edelsplitt 16/22	[kg/m <sup>3</sup> ]	544
Luftporenbildner LPS-87	[kg/m <sup>3</sup> ]	1,2
Fließmittel FM 31	[kg/m <sup>3</sup> ]	1,6
Verzögerer VZ 1	[kg/m <sup>3</sup> ]	0,8

Die Durchführung der Prüfungen zur Bestimmung der Frischbetoneigenschaften erfolgte nach DIN 1048, Teil 1 [26]. Dabei wurden das Konsistenzmaß, der Luftgehalt und die Rohdichte des Frischbetons bestimmt. Die Festbetoneigenschaften wurden an gleichzeitig hergestellten Probekörpern nach DIN 1048, Teil 5 [27] geprüft. Im Alter von 28 Tagen erfolgte die Erfassung folgender Kennwerte:

- Druckfestigkeit an Würfeln ( $\beta_w$ )
- Spaltzugfestigkeit an Zylindern ( $\beta_{SZ}$ )
- Zentrische Zugfestigkeit an ungekerbten verjüngten Prismen ( $\beta_{ZZ}$ )
- Biegezugfestigkeit an Balken ( $\beta_{BZ}$ )
- Statischer Elastizitätsmodul an Zylindern (E)

Die Ergebnisse der Frischbeton- sowie der Festbetoneigenschaften sind in Tabelle 3.5 zusammengefasst. Abweichend von den Vorgaben in DIN 1048, Teil 5 [27] wurden einige Würfelprobekörper bis zu einem Alter von 24 Stunden feucht gelagert. Anschließend wurden die-

se Proben den gleichen Umgebungsbedingungen wie die großen Betonplatten ausgesetzt. Die Beschreibung der Versuche zur Erfassung des Einflusses der Umgebungsbedingungen auf die mechanischen Eigenschaften sowie die zugehörigen Ergebnisse sind im Abschnitt 3.7.3 wiedergegeben.

Tab. 3.5: Kennwerte des verwendeten Betons

Frischbeton		
Rohdichte	[kg/m <sup>3</sup> ]	2290
Luftporen	[Vol.-%]	4,6
Ausbreitmaß	[cm]	38-39
Festbeton (Betonalter 28 Tage)		
Druckfestigkeit an Würfeln ( $\beta_w$ )	[N/mm <sup>2</sup> ]	30,7
Spaltzugfestigkeit ( $\beta_{SZ}$ )	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,83
Zentrische Zugfestigkeit ( $\beta_{ZZ}$ )	[N/mm <sup>2</sup> ]	3,04
Biegezugfestigkeit ( $\beta_{BZ}$ )	[N/mm <sup>2</sup> ]	4,30
E-Modul	[N/mm <sup>2</sup> ]	31430

Neben der Ermittlung der Kennwerte im Betonalter von 28 Tagen wurde die zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit, des E-Moduls, der Spaltzugfestigkeit sowie der Biegezugfestigkeit erfasst. Die entsprechenden Angaben sind dem Teilbericht des Instituts für Baustoffe und Konstruktion der Technischen Universität München [132] über die Durchführung der Parallelversuche zu entnehmen.

Die relativ niedrigen mechanischen Kennwerte des Festbetons, insbesondere die Druckfestigkeit und der E-Modul, sind auf eine Vergrößerung des Porengehalts infolge des verwendeten Porenbildners, die erst nach Beendigung der Betonierarbeiten festgestellt wurde, zurückzuführen. Dies beeinträchtigt die Kalibrierung und die Verifikation des numerischen Modells jedoch in keiner Weise, da in den numerischen Untersuchungen das Verhalten der Platten bzw. Kleinproben mit den tatsächlichen festgestellten Materialkennwerten simuliert wurde.

### 3.2.3 Plattenherstellung und Nachbehandlung

Am 06. Dezember 2000 wurde mit der Herstellung des Betons in einem Betonwerk der Fa. Lieferbeton in Karlsruhe begonnen. Der Dosier- und Mischvorgang wurde durch Mikroprozessoren gesteuert, wodurch eine gleich bleibende Betonqualität sichergestellt werden konnte. Mit einem Fahrmischer wurde der Frischbeton zur Prüfhalle des Instituts transportiert und mittels Kübel eingebaut. Die Herstellung der kleinen Probekörper und der großen Betonplatten erfolgte in Stahlschalungen bzw. in vorgebauten Holzschalungen, die mit den Messeinrichtungen und Transportankern bestückt waren (siehe Abbildung 3.6, links). Die Betonierarbeiten dauerten ca. zwei Stunden. Die Umgebungstemperatur in der Prüfhalle betrug ca. 23 °C und die relative Feuchte lag bei ca. 31 %.

Als Nachbehandlungsmaßnahme wurden die Platten 1, 2 und 4 mit vorgewässerten Jutetüchern und PE-Folie für sieben Tage abgedeckt. Platte 3 wurde nicht nachbehandelt und war unmittelbar nach dem Betonieren der Austrocknung an der Oberseite ausgesetzt. Im Alter von sieben Tagen erfolgte das Ausschalen der Platten. Die Betonplatten wurden an eingebauten Wellenankern angehoben und in die aufgebauten Wannen gesetzt (siehe Abbildung 3.6, rechts).



Abb. 3.6: Schalungselemente für die großen Betonplatten versehen mit eingebauten Messeinrichtungen, Transportankern und einer Versiegelung an der Unterseite der Platte 1 (links) sowie Transport und Einsetzen der großen Betonplatten in die wasserdichten Blechwannen (rechts)

Beim Transport der unbewehrten Betonplatten musste darauf geachtet werden, dass sie rissefrei in die Wannen eingesetzt werden. Deshalb wurden die Wellenanker so eingebaut, dass die beim Transport entstehenden Zugspannungen die Zugfestigkeit des Betons nicht überschreiten. Dabei wurde das statische System eines einfeldrigen Trägers (Länge = 2,5 m) mit einer Kragarmlänge von 1,25 m gewählt. Auf der Grundlage dieser Annahme wurde eine maximale Zugspannung von  $0,43 \text{ N/mm}^2$  errechnet. Eine weitere numerische Ermittlung der Zugspannungen unter Berücksichtigung der Plattenwirkung zeigte Zugspannungen bis zu  $0,35 \text{ N/mm}^2$  auf. Zur Ermittlung der Festigkeit des Betons wurden unmittelbar vor Transportbeginn der Platten drei Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm geprüft und eine mittlere Würfeldruckfestigkeit von  $22,5 \text{ N/mm}^2$  bestimmt. Unter der Annahme, dass die Zugfestigkeit ca. 10 % der Druckfestigkeit beträgt, also einen Rechenwert von  $2,25 \text{ N/mm}^2 (> 0,43 \text{ N/mm}^2)$  besitzt, konnte mit dem Transport der Platten begonnen werden.

Um eine Austrocknung der Betonplatten an den Längs- und Stirnseiten auszuschließen, wurde an allen Plattenseiten unmittelbar nach dem Ausschalen eine Epoxydharzschicht mit einer Dicke von 1 mm aufgetragen.

Im Betonalter von sieben Tagen wurden die Platten 1, 2 und 4 der Austrocknung ausgesetzt. Wegen der fehlenden Nachbehandlung setzte die Austrocknung der Platte 3 sofort nach dem Betonieren ein. Ab dem 15. Tag wurden die Blechwannen der Platten 1, 3 und 4 mit Wasser so weit gefüllt, dass die Betonplatten ca. 5-10 mm tief in das Wasser eingetaucht waren. Mit der beschleunigten Austrocknung (Wind mit einer mittleren Geschwindigkeit von  $1,9 \text{ m/s}$ ) bei Platte 3 wurde ebenfalls am 15. Tag begonnen (siehe Abbildung 3.7).



Abb. 3.7: Durchführung der Versuche an großen Betonplatten. Links: Messanlage; rechts oben: Platte 3 (Windsimulation mit Hilfe eines Ventilators); rechts unten: Platten 1 und 2

### 3.2.4 Temperaturentwicklung infolge Hydratationswärme

Die Entwicklung der Temperatur in den Platten 2 (abgedeckt) und 3 (nicht abgedeckt) wurde anfänglich stündlich aufgezeichnet. Ab dem zweiten Tag vergrößerten sich die Zeitintervalle auf vier Stunden. Im Betonalter von 30 Tagen bis zum Ende der Versuche wurde die Temperatur alle 12 Stunden registriert. Zwischenzeitlich durchgeführte stichprobenartige Temperaturmessungen an den Platten 1 und 4, die den gleichen Randbedingungen wie Platte 2 ausgesetzt waren, ergaben erwartungsgemäß, dass sich in diesen beiden Platten nahezu dieselben Temperaturverteilungen wie in der Platte 2 einstellten.

Im Hinblick auf die dargelegten Nachbehandlungsbedingungen genügte es, hinsichtlich der Temperaturverteilungen im Folgenden allein die Platten 2 und 3 zu betrachten. In Abbildung 3.8 (links) ist die Temperaturverteilung über den Querschnitt der Platte 2 im Betonalter von 6, 8, 12 und 24 Stunden dargestellt. Des Weiteren zeigt Abbildung 3.8 (rechts) die Temperaturverteilung in den Platten 2 und 3 für den Zeitpunkt 8 Stunden nach der Plattenherstellung (ca. 12 h nach der Betonherstellung), welche die Verteilung der Nullspannungstemperatur in erster Näherung widerspiegelt.

Aus der Abbildung 3.8 (links) ist die Temperaturzunahme in den ersten 24 Stunden infolge der Hydratationswärmeentwicklung erkennbar. Ein Temperaturanstieg von ca. 20 K wurde nach 24 Stunden gemessen. Aus den Kurvenverläufen in Abbildung 3.8 (rechts) kann abgeleitet werden, dass die nicht nachbehandelte Platte 3 bei einem negativen Gradienten der Nullspannungstemperatur erhärtete ( $T_o < T_u$ ). Im Gegensatz hierzu erhärteten die anderen Platten 1, 2 und 4 bei einem positiven Verlauf der Nullspannungstemperatur. Der Einfluss der verschiedenen Nullspannungstemperaturen auf das Verformungs- bzw. Rissverhalten von Betonplatten wird in den numerischen Analysen eingehend untersucht (siehe Abschnitt 5.7.4).

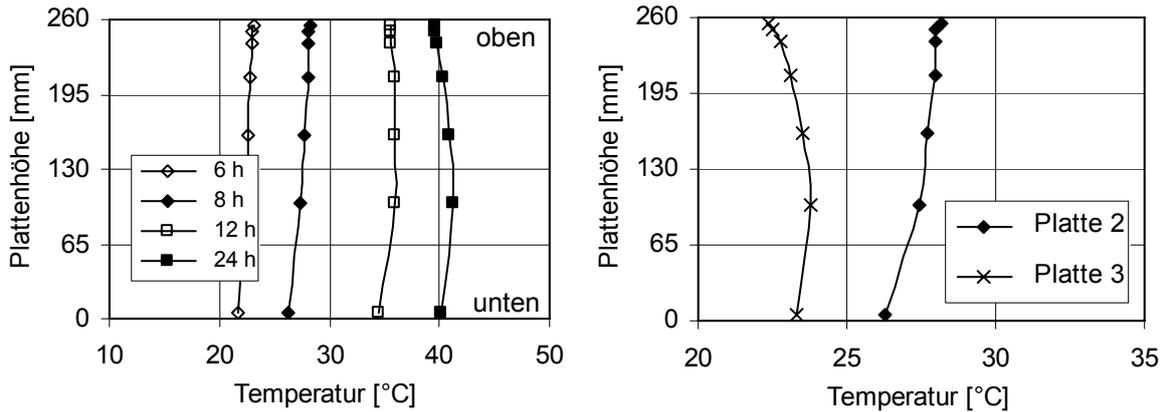


Abb. 3.8: Temperaturverteilung über die Querschnittshöhe in Platte 2 nach 6, 8, 12 und 24 h (links) sowie in den Platten 2 und 3 nach 8 Stunden (rechts)

Während die maximale Temperatur bei den Platten 1, 2 und 4 ca. 42 °C betrug, erreichte die maximale Temperatur in Platte 3 (nicht abgedeckt) ca. 35 °C. Dies ist durch die stärkere Abkühlung infolge fehlender Abdeckung der Platte 3 zu erklären. Bei den abgedeckten Platten war die Temperatur an der Ober- und Unterseite annähernd gleich (siehe Abbildung 3.8).

### 3.2.5 Temperaturverlauf und Umgebungsfeuchte über den Versuchszeitraum

Abbildung 3.9 zeigt die zeitliche Entwicklung der Temperatur an den Ober- und Unterseiten der Platte 2 (der jeweilige Abstand der Temperaturfühler von der Oberfläche betrug 5 mm) sowie der Umgebungstemperatur über den gesamten Versuchszeitraum. Die anderen Platten zeigten nahezu die gleichen Verläufe über den Versuchszeitraum. Die niedrigsten Temperaturen wurden in den Wintermonaten (Dezember 2000 und 2001) registriert und betragen ca. 15 °C. Die maximale Temperatur erreichte im August 2001 einen Wert von ca. 30 °C.

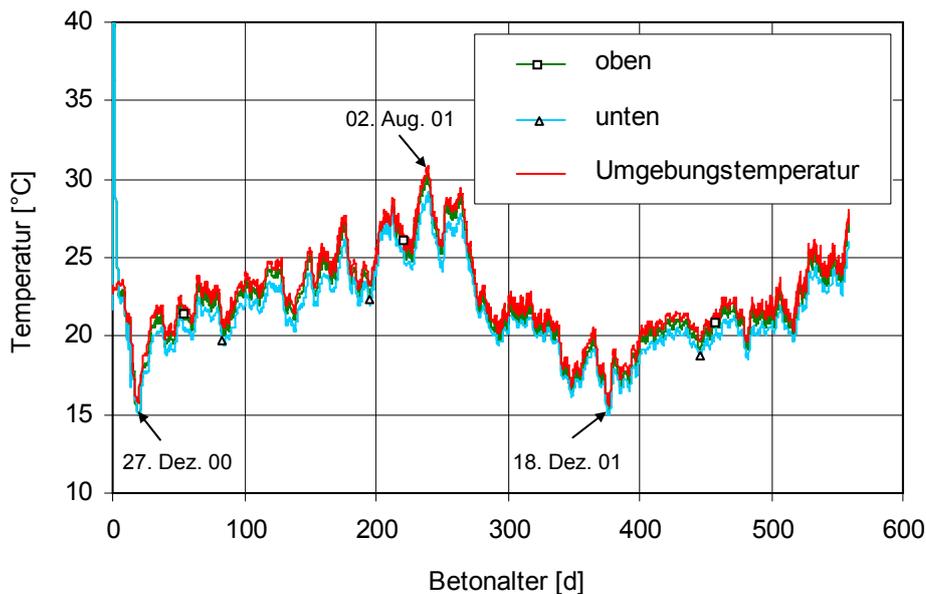


Abb. 3.9: Zeitliche Entwicklung der Temperatur an der Ober- und Unterseite der Platte 2 und der Umgebung

In Abbildung 3.9 ist ersichtlich, dass die Plattentemperatur über den Versuchszeitraum den Änderungen der Umgebungstemperatur mit sehr geringen Abweichungen folgte. Da die Temperatur an der Oberseite ( $T_o$ ) und an der Unterseite ( $T_u$ ) über den Versuchszeitraum nahezu gleich waren, kann davon ausgegangen werden, dass die erfassten Verformungen der Platten nur auf hygrische Einwirkungen zurückgeführt werden können (also  $\varepsilon_{\text{Temp}} \approx 0$ ).

Neben der Erfassung der Umgebungstemperatur wurde die relative Umgebungsfeuchte registriert. Sie variierte zwischen ca. 30 % im Winter und ca. 40 % im Sommer (siehe Anhang, Abb. A 3.3). Bei den numerischen Untersuchungen wurde einen Mittelwert der relativen Feuchte von ca. 35 % angesetzt.

### 3.3 Hygrische Dauerbeanspruchung

#### 3.3.1 Verformungen infolge Austrocknung an der Oberseite

Der Einfluss der ausschließlich an der Oberseite möglichen Austrocknung wurde bei Platte 1 über einen Zeitraum von 1,5 Jahren erfasst. In Abbildung 3.10 ist die vertikale Verformung, gemessen mit Hilfe von induktiven Wegaufnehmern an verschiedenen Messstellen, dargestellt. Erwartungsgemäß wurde das Aufschüsseln der Platte 1 infolge des Schwindens festgestellt. Die entstandenen Verkürzungen der oberen Schichten der Betonplatte führten zu einem Abheben der Plattenränder (Messstelle V1 und V5). Messergebnisse zeigen, dass die Messstelle V4 eine negative Verformung aufweist. Dies kann zum einen auf die Schwinddehnung in vertikaler Richtung und zum anderen auf kleine unvermeidbare Unebenheiten in der Platte, insbesondere an der Unterseite, zurückgeführt werden. Diese Unebenheiten haben zur Folge, dass sich während des Anhebens der Plattenenden Umlagerungseffekte bemerkbar machen.

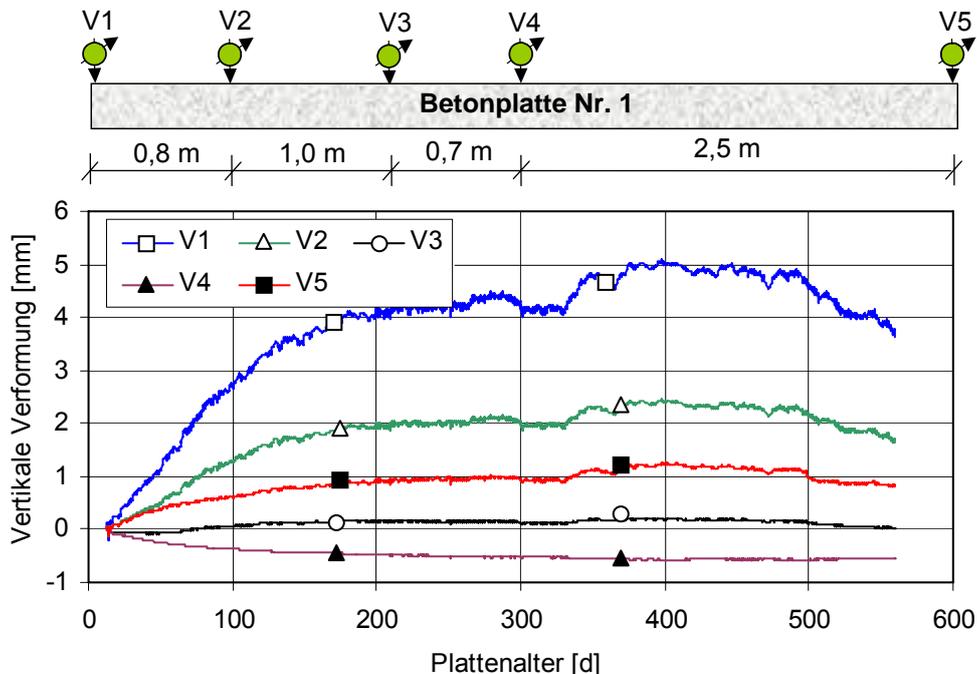


Abb. 3.10: Vertikale Verformungen der Platte 1 an verschiedenen Messstellen infolge Austrocknung an der Oberseite

Zunächst wurde davon ausgegangen, dass die Verformungen der Betonplatte nach ca. 330 Tagen abgeklungen sind. Es wurde jedoch festgestellt, dass sich die vertikalen Verformungen der Platten fortsetzten. Dieser Anstieg der Verformungen ist auf das Absinken der Feuchtigkeit in der Versuchshalle auf ca. 30 % in den Wintermonaten zurückzuführen. Die geringere Feuchtigkeit der Umgebung führte zur Verstärkung des Schwindprozesses und damit zu weiteren Verkürzungen der oberen Betonschichten und spiegelte sich in größeren Abhebungen der Plattenränder wider (Aufschüsseln). Ab ca. dem 500. Tag erhöhte sich allmählich die Umgebungsfeuchte wieder auf ca. 40 % (siehe Anhang, Abb. A 3.3), was zu einer hygroskopischen Feuchteaufnahme führte und eine Rückverformung der Plattenenden verursachte. Während die maximale Verformung am Plattenende (Messstelle V1) im Betonalter von ca. 400 Tagen einen Wert von 5 mm erreichte, wurde am anderen Ende der Platte (Messstelle V5) eine maximale Verformung von 1,25 mm registriert. Die unterschiedlichen Verformungen der beiden Plattenenden deuten auf ein unsymmetrisches Verformungsverhalten der Betonplatte hin (siehe dazu [107]). Dieses unsymmetrische Verformungsverhalten wurde ebenfalls bei den Betonplatten 2 und 3 beobachtet. Die unterdrückte unsymmetrische Verformung der Platte 4 (Zwangsbeanspruchung der Plattenenden) spiegelte sich in Form von unterschiedlichen Stauchungen an beiden Plattenenden wider (siehe Abschnitt 3.3.4). Die ungleichmäßige Verformung der Plattenenden ist in erster Linie auf das unvermeidbare unterschiedliche hygri-sche Verhalten der beiden Plattenhälften zurückzuführen.

In Abbildung 3.11 ist der Verlauf der zeitlichen Entwicklung der vertikalen Verformungen an den Plattenenden als Mittelwert beider Endverformungen (entspricht der Annahme einer symmetrischen Verformung) dargestellt. Der maximale Mittelwert der Verformung an den Plattenenden erreichte ca. 3,1 mm.

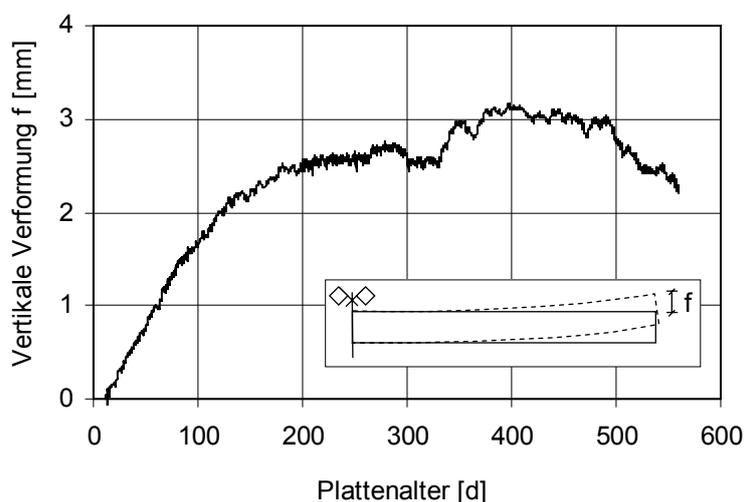


Abb. 3.11: Zeitliche Entwicklung der mittleren Verformung an den Enden der Platte 1

### 3.3.2 Verformungen infolge zusätzlicher Befeuchtung der Unterseite

Der Einfluss der Feuchteeinwirkung an der Unterseite bei gleichzeitiger Trocknung der Oberseite auf das Verformungsverhalten von großen Betonplatten wurde bei Platte 2 untersucht. Dabei wurde Platte 2 ab einem Betonalter von 14 Tagen einer Feuchtebeaufschlagung durch Wasser an der Unterseite ausgesetzt. Die Befeuchtung der Unterseite wurde ca. 1,5 Jahre auf-

rechterhalten. Es wurden erwartungsgemäß größere Verformungen als bei Platte 1 (Austrocknung an der Oberseite) beobachtet. Verformungen an den Plattenenden bis zu 8,2 mm wurden nach ca. 500 Tagen registriert (siehe Anhang, Abb. A 3.4).

In Abbildung 3.12 sind die mittlere Verformung an den Enden der Platte 2 sowie die Anteile aus Schwinden an der Oberseite und Quellen des Betons an der Unterseite der Platte dargestellt. Die maximale mittlere Verformung betrug ca. 6,5 mm. Der aus dem Quellen des Betons an der Unterseite der Platten resultierende Verformungsanteil (Quellanteil) ergibt sich aus der gemessenen Gesamtverformung an Platte 2 abzüglich des Verformungsanteils infolge Austrocknung der Oberseite (Platte 1). Dabei wurde unterstellt, dass Platte 1 und Platte 2 ein identisches hygrisches Verformungsverhalten besitzen.

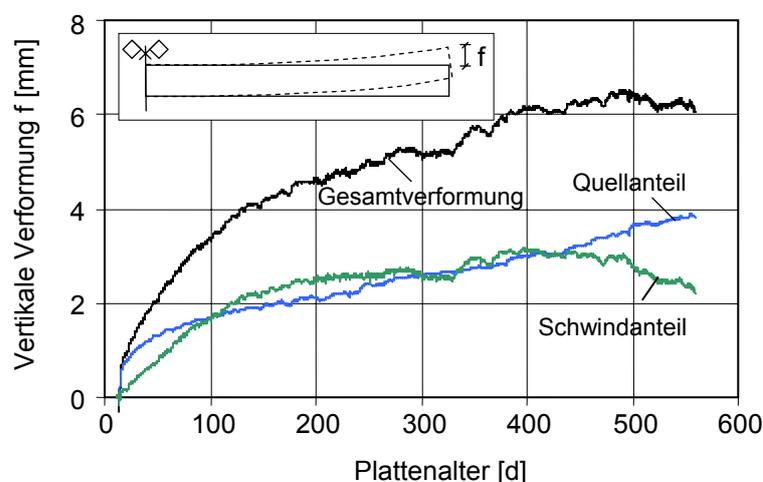


Abb. 3.12: Mittlere Verformung an den Enden der Platte 2 sowie Verformungsanteile infolge des Quellens an der Unterseite und infolge des Schwindens der Oberseite

In Abbildung 3.12 ist deutlich zu erkennen, dass der Einfluss des Quellens die Verformung maßgebend beeinflusst. Das Quellen trug in den ersten drei Monaten sehr stark zur Vergrößerung der Gesamtverformung bei. Im Zeitraum zwischen dem 4. Monat und dem 15. Monat waren die Anteile aus Quellen und Schwinden nahezu gleich. Ab dem ca. 400. Tag zum Zeitpunkt des Beginns der Rückverformung infolge des Schwindens verformte sich die Platte infolge des Quellens weiter, was schließlich zu einem Stillstand der Gesamtverformung der Platte führte. Des Weiteren ist erkennbar, dass bereits nach einem Tag, gemessen vom Zeitpunkt der Befeuchtung, das Ende der Platte 2 eine Verformung von 0,75 mm aufwies. Dies ist auf die rasche Wasseraufnahme, die ein starkes Quellen an der Plattenunterseite verursachte, zurückzuführen.

### 3.3.3 Einfluss einer fehlenden Nachbehandlung und des Winds

Bei Platte 3 wurde der Einfluss der fehlenden Nachbehandlung sowie der Einfluss des Winds (beschleunigte Austrocknung) an der Oberseite auf das Verformungsverhalten von großen Betonplatten untersucht. Der Verlauf der Verformungen an den einzelnen Messpunkten über der Plattenlänge ist im Anhang, Abb. A 3.5 dargestellt.

Ein Vergleich zwischen den mittleren Verformungen an den beiden Enden der Platten 2 und 3 (siehe Anhang, Abb. A 3.6) zeigt, dass eine beschleunigte Austrocknung (Wind) und eine fehlende Nachbehandlung keinen nennenswerten Einfluss auf das Aufschüsselverhalten von großen frei gelagerten Betonplatten besaßen. Trotzdem ist natürlich eine sorgfältige Nachbehandlung von Betondecken im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit – Vermeidung einer Rissbildung im jungen Beton sowie Erzielung einer hohen Betonqualität in der hoch beanspruchten Randzone – unverzichtbar.

### 3.3.4 Verformungsbehinderung der Plattenenden (Zwangsbeanspruchung)

Bei Platte 4 wurde der Einfluss der Behinderungen der Verformungen an den Plattenenden auf das Verformungs- und Rissverhalten untersucht. Mit Hilfe der ausgeführten Zwangskonstruktion (siehe Abschnitt 3.2.1, Abbildung 3.2) wurde eine nahezu volle Verformungsbehinderung der Plattenenden angestrebt. Im Anhang, Abb. A 3.7 sind die registrierten Verformungen der verschiedenen Messstellen, die über die Plattenlänge angebracht waren, dargestellt. Die Messstellen V1 und V5 geben die Verformungen an den Kragarmen der Zwangskonstruktionen an. Trotz der steifen Zwangskonstruktion wurden mittlere Verformungen bis zu 0,55 mm gemessen (Mittelwert der Messstellen V1 und V5). Dies zeigt, dass eine volle Verformungsbehinderung der Platte 4 an den Plattenenden nicht erreicht werden konnte. Ein Vergleich mit dem gemessenen Wert der maximalen mittleren Verformung (ca. 6,5 mm) der Platte 2, die den gleichen Umgebungsbedingungen (Trocknung oben, Befeuchtung unten) ausgesetzt war, zeigt aber, dass die Zwangsbeanspruchung eine Verkleinerung der mittleren Verformungen am Plattenende um bis zu 91,5 % bewirkte. In Abbildung 3.13 ist die Entwicklung der in der Zwangskonstruktion gemessenen Stauchungen an beiden Plattenenden sowie deren Mittelwert dargestellt. Die behinderten Verformungen der Plattenenden führten zur Entstehung von Zwangskräften, welche die Zwangskonstruktion beanspruchten und die Stauchung der Zwangsschrauben verursachten. Die maximale mittlere Stauchung erreichte einen Wert von 275  $\mu\text{m/m}$ , welcher einer Kraft von ca. 11,6 kN entspricht. Die unterschiedlichen Verformungen der Zwangsschrauben des rechten und des linken Endes der Platte deuten auf ein unsymmetrisches Verformungsverhalten der Betonplatte hin, welches auch bei den anderen Betonplatten beobachtet wurde.

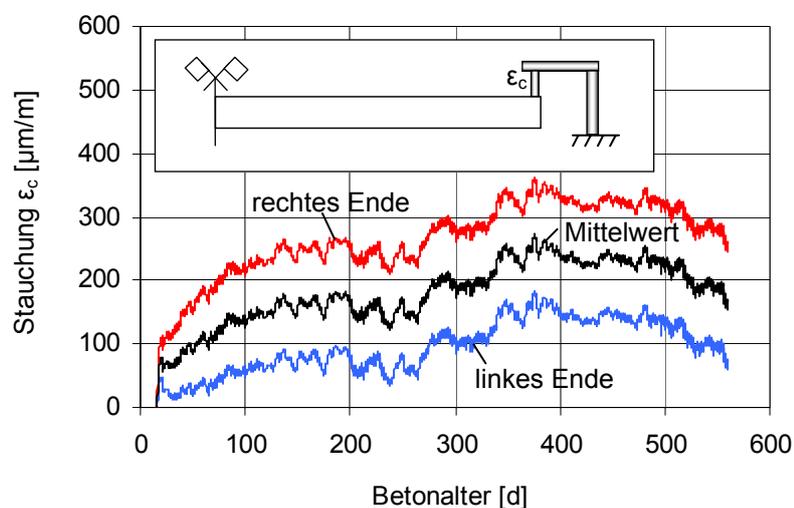


Abb. 3.13: Stauchungen in den Zwangsschrauben der Zwangskonstruktion

### 3.3.5 Feuchteverteilungen

Anhand der elektrolytischen Widerstände in Ohm, die mittels Multiringelektroden (MRE) erfasst wurden, konnte die Feuchteverteilung im oberflächennahen Bereich (40 mm bzw. 80 mm) erfasst werden (siehe hierzu Abschnitt 3.2.1). In Abbildung 3.14 ist der Verlauf der gemessenen Widerstände im oberen und unteren Bereich der Platte 2 (Trocknung oben, Befeuchtung unten) zu verschiedenen Zeitpunkten im logarithmischen Maßstab dargestellt. Abbildung 3.14 lässt eine deutliche Zunahme des Widerstands in den obersten 30 bis 40 mm infolge Austrocknung an der Oberseite erkennen. Während im oberen Bereich der Platte die Widerstände einen Wert von  $2 \cdot 10^6 \Omega$  erreichten, betrug der maximale Widerstand im unteren Bereich (Befeuchtung unten ab dem 14. Tag) ca.  $2 \cdot 10^3 \Omega$ . Durch Interpolation der Verläufe der Widerstände im Plattenbereich (zwischen 40 bis 180 mm) kann näherungsweise der Verlauf des elektrischen Widerstands über die gesamte Querschnittshöhe ermittelt werden. Im Anhang, Abb. A 3.8 ist der Verlauf über die Querschnittshöhe in der Platte 1 dargestellt. Die Zunahme der Widerstände im unteren Bereich der Platte 1 ist auf eine geringfügige Trocknung an der Unterseite zurückzuführen.

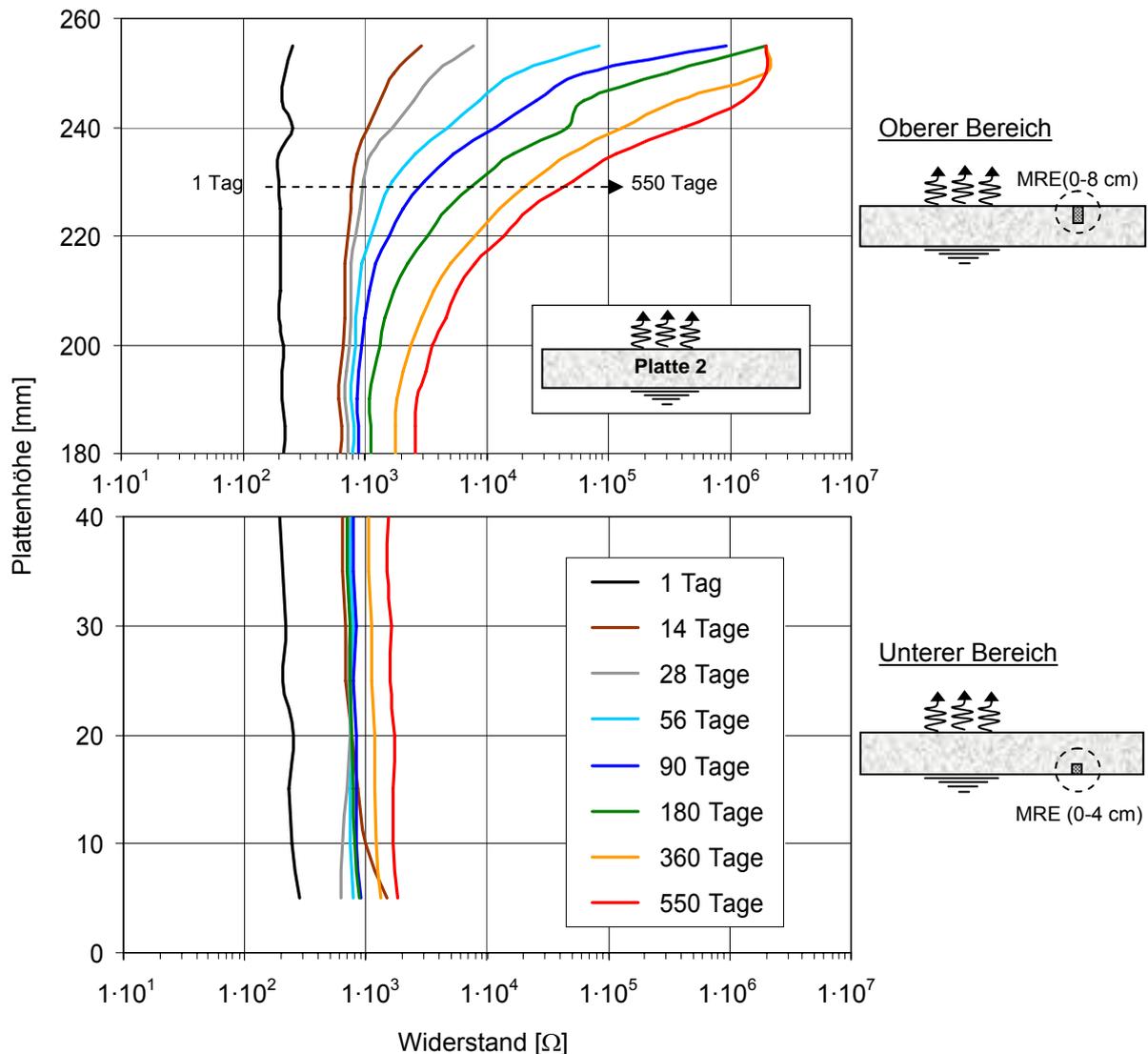


Abb. 3.14: Zeitliche Entwicklung des mittels MRE gemessenen Widerstands im oberen und unteren Bereich der Platte 2 (Trocknung oben, Befeuchtung unten)

Auf die Darstellung der Verteilungen in den Platten 3 und 4 wird verzichtet, da sich nahezu dieselben Widerstände wie in Platte 2 einstellten. Dies liegt daran, dass diese Betonplatten den gleichen Umgebungsbedingungen ausgesetzt waren. Zum Vergleich sind im Anhang, Abb. A 3.9 die Verläufe der Widerstände innerhalb der ersten 180 Tage in einer Tiefe von 10 mm an der Unter- und Oberseite bei allen Betonplatten dargestellt. Die Verläufe der Widerstände bei allen Platten, die an der Unterseite befeuchtet waren, sind nahezu gleich. Die geringe Abweichung bei den Verläufen der Widerstände an der Oberseite kann auf Einbaunauigkeit bzw. kleine lokale Unterschiede zurückgeführt werden.

### 3.3.6 Rissbildung

Die zeitliche Entwicklung von Rissbildungen an den großen Betonplatten wurde im Rahmen der experimentellen Untersuchungen erfasst. Dabei wurden Rissbreiten, Rissabstände sowie Rissverläufe registriert. Bereits in einem Betonalter zwischen 7 und 14 Tagen bildeten sich engmaschige Netzzrisse mit einer Breite kleiner als 0,1 mm, die sich mit zunehmendem Betonalter im Bereich der Plattenenden konzentrierten. Diese Risse sind auf Eigenspannungen infolge Austrocknung zurückzuführen. Mit fortschreitendem Betonalter schüsselten sich die Platten auf, was zur Entstehung von Biegespannungen verursachte und schließlich zur Veränderung des Rissbilds führte. Dabei wurde die Bildung von weiteren Rissen bzw. die Öffnung vorhandener feiner Risse festgestellt. Rissbreiten bis zu 0,3 mm wurden an den Platten 1, 2 und 3 in Plattenmitte registriert. Platte 4 wies eine Rissbildung bis zu einer Breite von ca. 0,6 mm in Plattenmitte auf. Im Anhang, Abb. A 3.10 sind Rissverläufe bei allen Betonplatten zu verschiedenen Zeitpunkten dargestellt. Wie erwartet zeigte Platte 1, die der Austrocknung an der Oberseite ausgesetzt war, eine relativ geringe Rissbildung. Die Risse konzentrierten sich im mittleren Bereich der Platte, was auf die Biegespannungen hinweist. Der Einfluss des unsymmetrischen Verformungsverhaltens der Platte ist dadurch erkennbar, dass das Rissbild von der Symmetrieachse abweicht. Bei Platte 2, die zusätzlich eine Befeuchtung an der Unterseite erfuhr und dadurch eine entsprechend größere Verformung aufwies, wurde im mittleren Bereich ein ähnliches Rissbild beobachtet. Jedoch konnte eine vermehrte Rissbildung an den Endbereichen erfasst werden, was auf Eigenspannungen zurückzuführen ist. Platte 3, die schärferen Randbedingungen (Wind) als Platte 2 ausgesetzt war, zeigte eine weniger stark ausgeprägte Rissbildung. Dies kann auf den Einfluss des negativen Verlaufs der Nullspannungstemperatur (siehe Abbildung 3.8, Abschnitt 3.2.4) der Platte 3 und auf die Verformbarkeit des Betons im jungen Alter zurückgeführt werden. Der negative Verlauf der Nullspannungstemperatur bewirkte eine Vorspannung (Druckspannungen) im oberen Bereich der Platte, die den Biegezugspannungen entgegen wirkte und schließlich zur geringeren Rissbildung führte.

Erwartungsgemäß wurde bei Platte 4 (Zwangsbeanspruchung) im mittleren Bereich eine vermehrte Rissbildung festgestellt. Die infolge der Verformungsbehinderung der Plattenenden verursachten Spannungen wurden mit zunehmender Zeit in Form von Rissbildung im oberen Bereich der Platte abgebaut. Die maximale Rissbreite erreichte bei einigen Rissen nach 360 Tagen einen Wert von ca. 0,6 mm. Eine Trennrissbildung wurde dabei nicht festgestellt. Inwiefern die Rissbildung die Tragfähigkeit beeinflusst, wurde im Abschnitt 3.6 untersucht.

### 3.4 Hygrische Wechselbeanspruchung

Im Betonalter von 81 Wochen erfolgten die Untersuchungen der hygrischen Wechselbeanspruchung mit dem Ziel, der Einfluss von Regen- und Trocknungsperioden auf das Verformungsverhalten von Betonplatten zu erfassen. Die hygrische Wechselbeanspruchung sollte eine praxisnahe Simulation von Betonplatten, die im Freien Regen- und Trocknungsperioden ausgesetzt sind, darstellen.

#### 3.4.1 Versuchsbeschreibung

Die Simulation von Regenperioden erfolgte durch die Befeuchtung der Oberseite für zwei Stunden. Es folgte danach eine Trocknungsperiode von 22 Stunden. Im Rahmen von Parallelversuchen wurden kleine Betonbalken ( $l \times b \times h = 700 \times 150 \times 260 \text{ mm}^3$ ) auf ihr Verhalten unter der hygrischen Wechselbeanspruchung bei verschiedenen Umgebungsbedingungen untersucht [132]. Ziel dieser Parallelversuche war es, die Zyklanzahl für die Wechselbeanspruchung an den großen Betonplatten zu ermitteln. Eine Zyklanzahl von fünf erwies sich in den Parallelversuchen an kleinen Balken als günstig bzw. ausreichend [132]. Bei den großen Betonplatten schwankte die Umgebungfeuchte zwischen 35 und 40 %. Im Mittel betrug die Umgebungstemperatur ca. 25 °C.

#### 3.4.2 Vertikale Verformungen

Bei der Durchführung der hygrischen Wechselbeanspruchung wurde in der Befeuchtungsphase Wasser mit einer Temperatur von  $T = \text{ca. } 25 \text{ }^\circ\text{C}$  (entspricht der Umgebungs- bzw. Platten-temperatur) eingesetzt. Dadurch konnte sichergestellt werden, dass die resultierenden Verformungen nur infolge der Befeuchtung an der Oberseite erfolgten. Der Ausgangszustand aller großen Betonplatten war der aufgeschüsselte Zustand (abgehobene Plattenränder). Die Veränderung der mittleren vertikalen Verformungen an den Enden der Platten 1 bis 3 während der zyklisch hygrischen Wechselbeanspruchung ist in Abbildung 3.15 dargestellt.

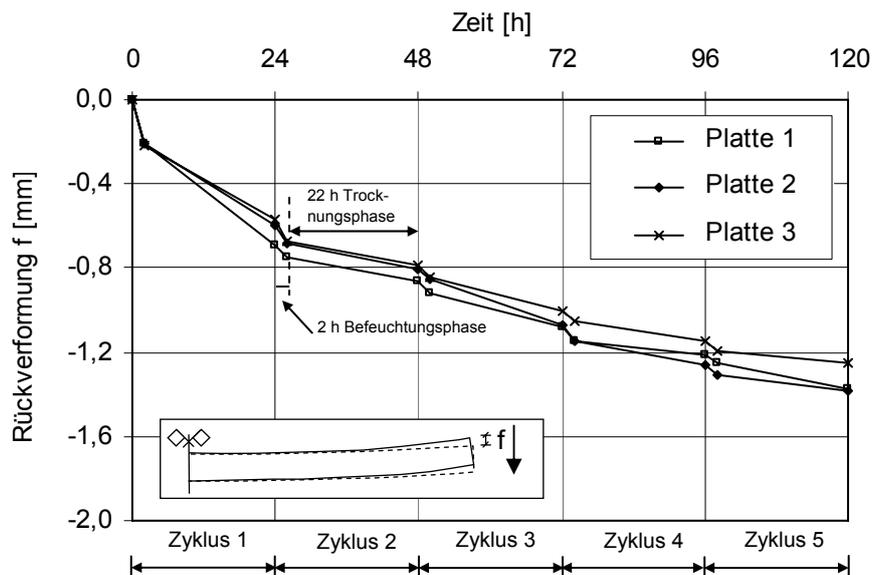


Abb. 3.15: Verlauf der mittleren Rückverformungen an den Enden der Platten 1, 2 und 3 während der zyklisch hygrischen Wechselbeanspruchung

Erwartungsgemäß führte die Befeuchtung der Oberseite zu einer relativ großen Rückverformung der Plattenenden infolge des Quellens des Betons. Die erste Befeuchtungsphase führte zu einer Rückverformung der Platten um ca. 0,2 mm. Während der ersten Trocknungsperiode schritt die Feuchtefront aus der Befeuchtungsphase in das Bauteil hinein fort und verursachte trotz Trocknung eine weitere Rückverformung der Plattenenden, so dass nach dem ersten Zyklus eine gesamte Rückverformung von ca. 0,7 mm registriert wurde. Nach der Beendigung des 5. Zyklus erreichte die Rückverformung der Platten einen Wert zwischen 1,2 und 1,4 mm. Es war deutlich erkennbar, dass Zyklus 5 die Gesamtrückverformung nur noch wenig beeinflusste.

### 3.4.3 Verhalten bei Verformungsbehinderung der Plattenenden

Die hygri-sche Wechselbeanspruchung der Platte 4 verursachte eine Entlastung der Zwangskonstruktion. Die an den Enden von Platte 4 durch die Befeuchtung der Oberseite ausgelösten Rückverformungen führten zur Verringerung der Zwangskraft in den Zwangsschrauben. Daraus resultierte die Rückbildung der Stauchungen in den Zwangsschrauben der Zwangskonstruktion. Dies ist in Abbildung 3.16 dargestellt (vgl. hierzu Abb. 3.5 und Abb. 3.13). Nach fünf Zyklen der hygri-schen Wechselbeanspruchung konnte ein Abbau der Stauchungen in den Zwangsschrauben um 120  $\mu\text{m}/\text{m}$  beobachtet werden. Im 5. Zyklus wurde nur noch ein sehr kleiner Abbau der Stauchungen in den Zwangsschrauben (ca. 5  $\mu\text{m}/\text{m}$ ) festgestellt.

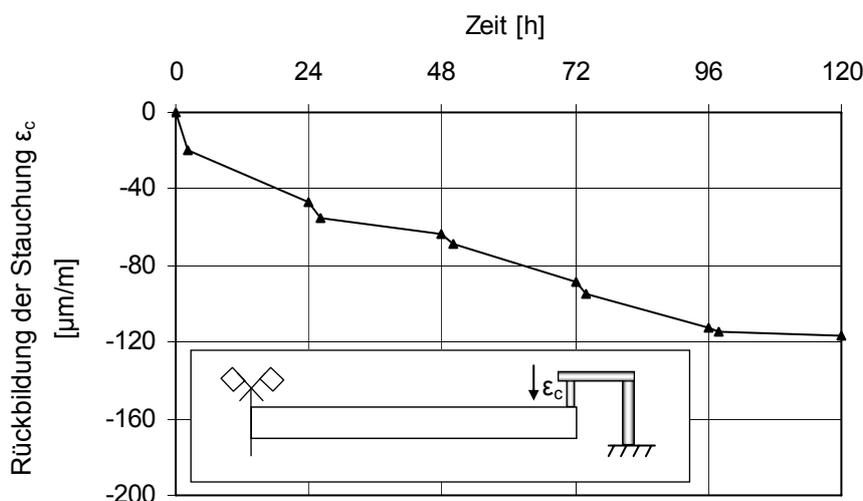


Abb. 3.16: Abnahme der Dehnungen  $\epsilon_c$  in den Zwangsschrauben an den Enden der Platte 4 während der hygri-schen Wechselbeanspruchung

### 3.4.4 Feuchteverteilungen

Die Feuchteverteilung wurde während der Durchführung der hygri-schen Wechselbeanspruchung mit Hilfe von Multiringelektroden (MRE) erfasst. Da die Randbedingungen an den Plattenunterseiten beibehalten wurden, konnten keine nennenswerten Veränderungen der Widerstände im unteren Bereich der Platten festgestellt werden. Durch die zyklische Befeuchtung und Trocknung der Oberseite änderten sich die Feuchteprofile insbesondere im oberen Bereich der Betonplatte. Bei jedem Zyklus wurden deshalb, sowohl vor als auch nach jeder Befeuchtungs- und Trocknungsphase, mit Hilfe von MRE die Widerstände erfasst.

Da alle Platten aus dem gleichen Beton hergestellt wurden und in diesem Versuchsabschnitt den gleichen Umgebungsbedingungen an der Oberfläche ausgesetzt waren, zeigten alle Betonplatten nahezu die gleichen Verläufe der Widerstände. Deshalb wurde die Darstellung der Verläufe der Widerstände repräsentativ auf Platte 2 beschränkt (siehe Abbildung 3.17). Vor Beginn der hygrischen Wechselbeanspruchung erreichte der Widerstand einen maximalen Wert von ca.  $2 \cdot 10^6 \Omega$ . Bereits nach der ersten zweistündigen Befeuchtungsphase veränderte sich das Feuchteprofil in den obersten 30 mm der Platte. Dabei wurde ein kleinster Widerstand von ca.  $5 \cdot 10^2 \Omega$  gemessen. Trotz der anschließenden Trocknungsperiode drang die Feuchtefront um weitere 10 mm in das Bauteil ein. Insgesamt waren ca. 50 mm des oberen Bereichs der Platte 2 vom ersten Beanspruchungszyklus betroffen. Mit jedem weiteren Zyklus schritt die Feuchtefront tiefer in die Platte fort. Nach Beendigung des 5. Zyklus erreichte die Eindringtiefe ca. 70 mm. Des Weiteren ist in Abbildung 3.17 erkennbar, dass der erste Zyklus die Feuchteverteilung maßgebend beeinflusst hat. Dieses wurde auch bei den Verformungsmessungen beobachtet (siehe Abbildung 3.15, Abschnitt 3.4.2).

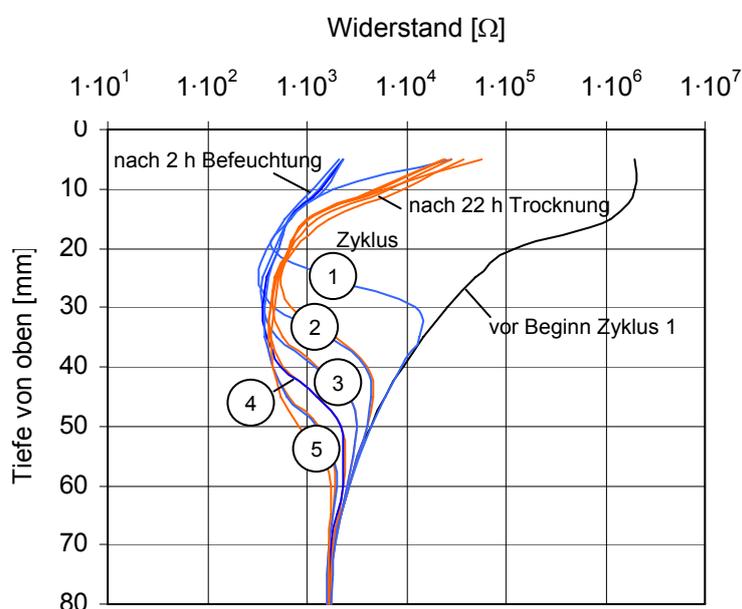


Abb. 3.17: Verlauf der mittels Multiringelektroden (MRE) gemessenen Widerstände im oberen Bereich von Platte 2 während der zyklisch hygrischen Wechselbeanspruchung 1 bis 5

## 3.5 Thermische Beanspruchung

Im Rahmen dieses Versuchsabschnitts wurden die großen Betonplatten praxisnahen thermischen Witterungsbedingungen ausgesetzt mit dem Ziel, das Verformungs- und Rissverhalten von Betonplatten unter verschiedenen thermischen Beanspruchungen insbesondere im Fall eines Thermoschocks (Gewitterregen bzw. Hagelschauer) zu analysieren. Die gewonnenen Versuchsergebnisse wurden zur Kalibrierung und Verifikation des numerischen Modells herangezogen. Des Weiteren dienten sie der Erarbeitung von Empfehlungen für die Praxis.

### 3.5.1 Versuchsbeschreibung

Die Simulation der Sonneneinstrahlung während der thermischen Beanspruchung erfolgte durch Heizstrahler (max. Leistung je Strahler 1800 W). Im Rahmen von Vorversuchen wurden die horizontalen Abstände zwischen den Heizstrahlern sowie die vertikalen Abstände zur Plattenoberfläche so festgelegt, dass sich die Platten an der Oberseite auf ca. 55 °C innerhalb von sechs Stunden erwärmen konnten. Um eine direkte Aufheizung der induktiven Wegaufnehmer zu vermeiden, wurden zusätzlich spezielle Abdeckungen angebracht (siehe Abbildung 3.18, links).

Die Durchführung der thermischen Versuche schloss die Platten 1 bis 3 ein. Die Temperatur an der Oberfläche erreichte nach einer Aufheizdauer von 6 Stunden ca. 55 °C. Um den Einfluss der Abkühltemperatur auf das Verformungsverhalten zu erfassen, wurde Wasser mit verschiedenen Temperaturen eingesetzt (siehe Tabelle 3.6). Ein Thermoschock wurde mittels Eiswasser simuliert (Abbildung 3.18, rechts). Jede Platte wurde dabei fünf Beanspruchungszyklen unterzogen. Die Dauer des Temperatursturzes betrug 30 Minuten. Danach wurde das Wasser auf der Plattenoberfläche entfernt und die Platten kühlten sich auf Raumtemperatur (ca. 25 °C) ab. Die Ränder der großen Betonplatten wurden mit Kunststoffleisten versehen, um während der thermischen Beanspruchung bzw. des Thermoschocks einen Abfluss des kalten Wassers in die Wannen zu verhindern. Somit wurde gewährleistet, dass das an der Plattenunterseite vorhandene Wasser während der thermischen Beanspruchung keine Temperaturänderung infolge des Abkühlwassers erfuhr.



Abb. 3.18: Anordnung der Heizstrahler und Abdeckung der Wegaufnehmer während der Durchführung der thermischen Beanspruchung der großen Betonplatten (links) und Abkühlung der Platten mittels Eiswasser (rechts)

Die Randbedingungen an den Unterseiten der Platten wurden bei den thermischen Untersuchungen nicht verändert, d. h. die Platten 1, 2 und 3 wurden weiterhin an der Unterseite befeuchtet und die Versiegelung der Platte 1 beibehalten, so dass sich Verformungen nur durch gewählte thermische Veränderungen der Randbedingungen an der Oberseite einstellten. Die Aufschüsselung der Platten war der Ausgangszustand bei der Erfassung der Verformungen infolge thermischer Beanspruchung.

Während der Abkühlung infolge eines Temperatursturzes (z. B. Gewitterregens) finden Verformungsänderungen statt. Diese stellen sich nicht nur auf Grund großer Temperaturgradienten, sondern auch infolge von Feuchtegradienten ein. Um den Einfluss der Befeuchtung auf die Verformung während eines Gewitterregens zu erfassen, d. h. um die Einflüsse aus Befeuchtung und Temperierung trennen zu können, wurden zusätzlich die Verformungen der Platte nach der Beaufschlagung mit 55 °C warmem Wasser erfasst. In Tabelle 3.6 sind die untersuchten Einflüsse und Parameter angegeben.

Nach der ersten Aufheizphase in Zyklus 1 wurden die Betonplatten bei Raumtemperatur abgekühlt. Im Rahmen des 2. Zyklus wurde der Einfluss der reinen Befeuchtung erfasst. Im 3. und 4. Zyklus erfolgte die Simulation eines Temperatursturzes an der Oberseite von 55 auf 20 bzw. 10 °C. Der Einfluss eines extremen Thermoschocks mit Eiswasser wurde im letzten Zyklus untersucht. Die Platten wurden dabei zehn Minuten vor dem Thermoschock an der Oberseite mit erwärmtem Wasser (55 °C) beaufschlagt. Alle Zyklen wurden unmittelbar nacheinander durchgeführt (Gesamtdauer der thermischen Beanspruchung pro Platte dauerte fünf Tage).

Tab. 3.6: Untersuchte Parameter und Einflüsse während der gesamten thermischen Beanspruchung (Phase a, Phase b und Phase c) einer Platte

Zyklus Nr.	Phase a (0 - 6 h)	Phase b (6 - 6,5 h)	Phase c (6,5 - 24 h)
1	$\left\{ \begin{array}{l} \text{Aufheizung der} \\ \text{Platte} \\ (T_o = \text{ca. } 55 \text{ } ^\circ\text{C}) \end{array} \right\}$	--	$\left\{ \begin{array}{l} \text{Abkühlung bei} \\ \text{Raumtemperatur} \\ (\text{ca. } 25 \text{ } ^\circ\text{C}) \end{array} \right\}$
2		Wasser 55 °C	
3		Wasser 20 °C	
4		Wasser 10 °C	
5*		Eiswasser 0 °C	

\* vor Beginn der Phase b wurde die Platte mit Wasser (55 °C) für zehn Minuten beaufschlagt

### 3.5.2 Temperaturmessungen

In Abbildung 3.19 sind die gemessenen Temperaturverläufe der einzelnen Messfühler für die Platte 2 im Zeitraum von sechs Stunden (Aufheizphase) dargestellt. Die Ausgangstemperatur war nahezu konstant und betrug ca. 25,5 °C.

In einer Tiefe von 5 mm unter der Bauteiloberfläche registrierte der Messfühler nach sechs Stunden 54 °C. Ein schneller Temperaturanstieg bis ca. 47 °C wurde in den ersten zwei Stunden der Aufheizphase festgestellt. Die tiefer liegenden Messfühler zeigten, wie erwartet, einen kleineren Anstieg der Temperatur. An der Unterseite wurde nach sechs Stunden ca. 30 °C gemessen.

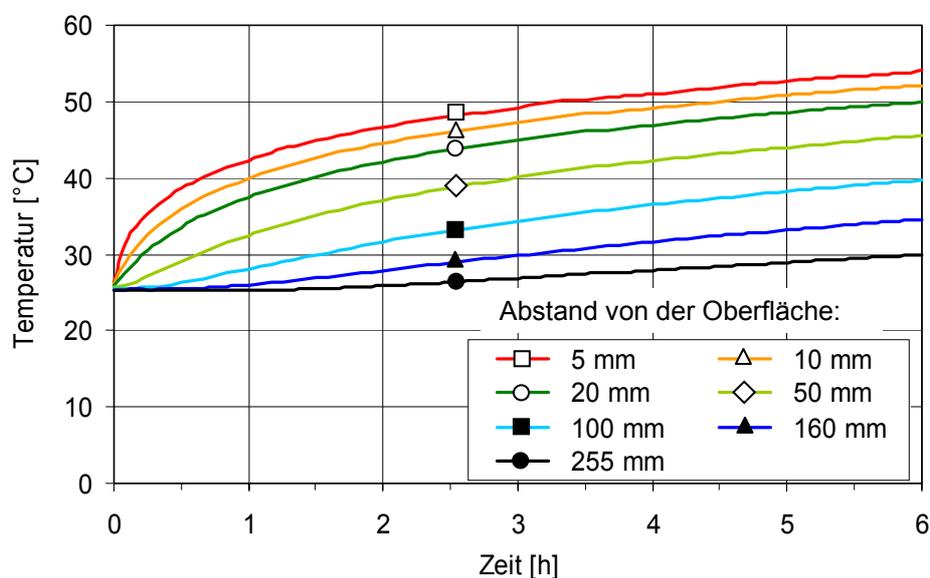


Abb. 3.19: Temperaturverlauf der einzelnen über die Plattenhöhe eingebauten Messfühler während der Aufheizphase (Platte 2)

Im Anschluss an die Aufheizphase (Phase a) wurde für 30 Minuten (Phase b) mit der Abkühlung der Platten unter den verschiedenen Randbedingungen begonnen. Anschließend kühlten die Platten bei Raumtemperatur (Phase c). Abbildung 3.20 zeigt den Temperaturverlauf in einer Tiefe von 5 mm von der Betonoberfläche in Platte 2 während der fünf Beanspruchungszyklen im Zeitraum von 24 Stunden.

Die Betonplatte wies bei allen fünf Zyklen während der Phase a (0 - 6 h) nahezu den gleichen Temperaturverlauf auf (siehe Anhang, Abb. A 3.12). Je nach Abkühlungstemperatur in der Phase b (6 - 6,5 h) unterschieden sich die Temperaturverläufe. Durch das ständige Beaufschlagen der Betonoberfläche mit Wasser (Temperatur 55 °C) während Phase b des 2. Zyklus konnte die Temperatur der Oberfläche nicht konstant bei 55 °C gehalten werden, so dass sich nach der Beendigung von Phase b eine Temperatursenkung von ca. 4 K einstellte. Ursache dafür ist die über den Wasserfilm verstärkte Konvektion zwischen Beton und Umgebung.

Ein geringfügiger Unterschied wurde zwischen den Temperaturverläufen des Zyklus 3 und 4, d. h. Abkühlung mit 20 °C bzw. 10 °C kaltem Wasser, beobachtet. Während bei Zyklus 4 (10 °C) ein Temperatursturz von ca. 20 K registriert wurde, betrug der Temperaturunterschied an der Oberfläche nach Beendigung der Phase b des Zyklus 3 ca. 17 K.

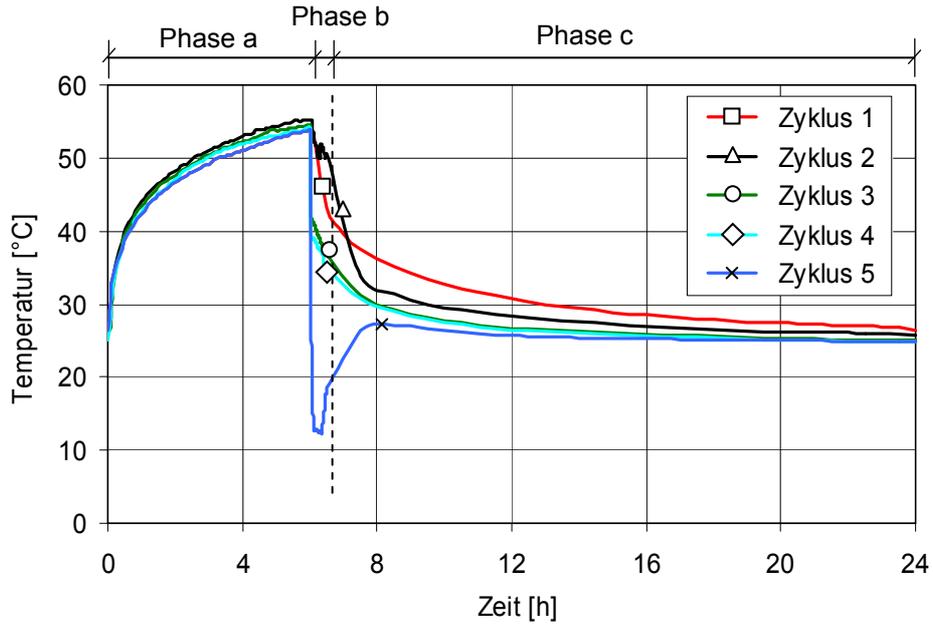


Abb. 3.20: Temperaturverlauf in 5 mm Tiefe unter der Oberfläche der Platte 2 während der 5 Zyklen der thermischen Beanspruchung

In Zyklus 5 erfolgte die Simulation eines extremen Temperatursturzes durch Eiswasser. Die Temperatur in einer Tiefe von 5 mm sank fünf Minuten nach der Beaufschlagung mit Eiswasser auf ca. 15 °C (Temperatursturz ca. 40 K). Die Temperatur fiel während der Phase b um weitere 3 K und erreichte damit ca. 12 °C. Am Ende von Phase b erhöhte sich die Temperatur auf ca. 18 °C (Platte 2). In Abbildung 3.21 ist der Temperaturverlauf des jeweiligen Messfühlers während des Zyklus 5 (Thermoschock mit Eiswasser) für Platte 1 dargestellt. Für Platte 2 (Versiegelung unten) siehe Anhang, Abb. A 3.11.

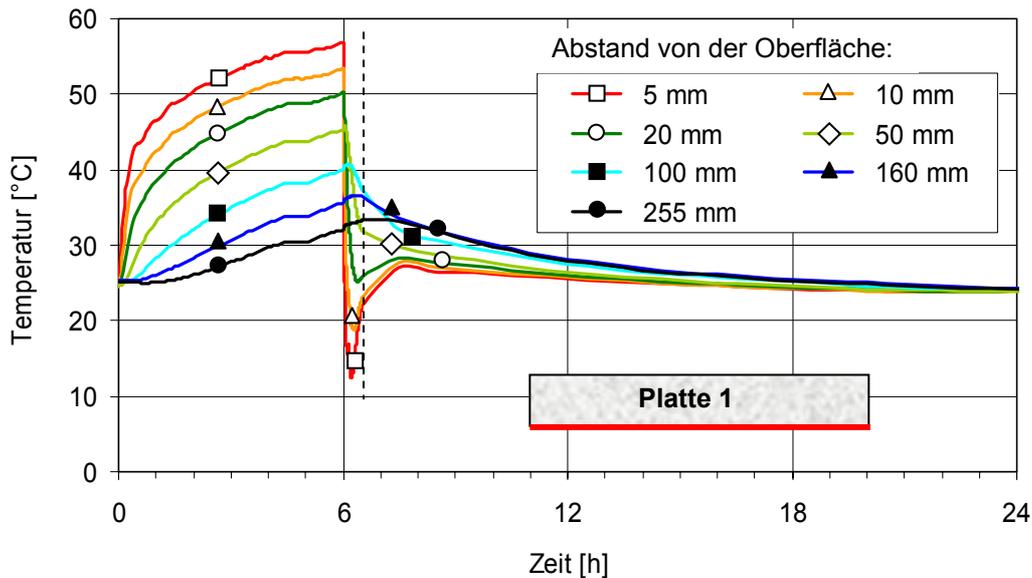


Abb. 3.21: Temperaturverlauf der einzelnen Messfühler während Zyklus 5 (Thermoschock mittels Eiswasser) der Platte 1

Wie aus Abbildung 3.21 ersichtlich ist, fiel die Temperatur in den obersten drei Messfühlern (5, 10 und 20 mm) in Abkühlphase b rasch unter die Ausgangstemperatur. Bedingt durch die Wärmeleitfähigkeit und -kapazität des Betons erfolgte der Abfall der Temperatur mit einer Zeitverzögerung. Während die Temperatur in Phase b im oberen Bereich der Platte abfiel, stieg die Temperatur in der unteren Hälfte der Platte noch geringfügig weiter an. Nach 24 Stunden zeigten alle Messfühler nahezu die Temperatur, die der Umgebungstemperatur entsprach.

Abbildung 3.22 zeigt die Temperaturverteilung (links) und -gradienten (rechts) über die Höhe der Platte 2 zu verschiedenen Zeitpunkten während des 5. Zyklus (Thermoschock mit Eiswasser). Die Temperaturgradienten erreichten im oberen Bereich der Platte nach der Erwärmung  $0,37 \text{ K/mm}$  ( $3,7 \text{ K/10 mm}$ ). Bereits fünf Minuten nach der Abkühlung mittels Eiswasser entstehen negative Temperaturgradienten, die eine Größe von ca.  $-2,3 \text{ K/mm}$  erreichten. Diese extremen Gradienten in den obersten Schichten des Betons (ca. 25 mm) verursachten die rasche Kontraktion der Platten, die eine schnelle Rückverformung der Plattenenden hervorrief. Nach 30 Minuten (Ende der Abkühlphase) herrschten im oberen Bereich der Platte noch relativ kleine negative Temperaturgradienten (ca.  $-0,6 \text{ K/mm}$ ). In der unteren Hälfte der Platte stellte sich während der Abkühlphase keine Änderung der Temperaturgradienten ein.

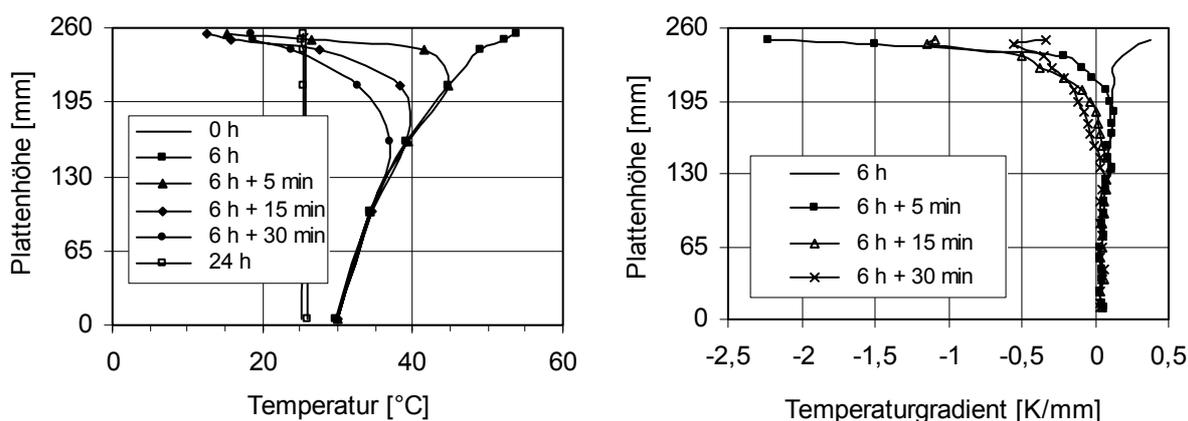


Abb. 3.22: Temperaturverteilung (links) und Temperaturgradienten (rechts) über die Höhe der Platte 2 bzw. zu verschiedenen Zeitpunkten während des 5. Zyklus (Thermoschock mittels Eiswasser)

In Abbildung 3.23 sind die Temperaturverläufe der einzelnen Messfühler in Platte 1 (unten versiegelt) während der gesamten thermischen Beanspruchung angegeben. Es ist deutlich erkennbar, dass sich die größten Temperaturänderungen in Zyklus 5 (Eiswasser) einstellen. Zyklus 3 (Wasser,  $20 \text{ }^\circ\text{C}$ ) und Zyklus 4 (Wasser,  $10 \text{ }^\circ\text{C}$ ) zeigten über die gesamte Plattenhöhe nahezu die gleichen Temperaturverläufe. In Zyklus 1 (Abkühlung bei Raumtemperatur) stellten sich gleichmäßigere Temperaturänderungen ein. Obwohl Platte 1 in Phase b des 2. Zyklus mittels  $55 \text{ }^\circ\text{C}$  warmen Wassers beaufschlagt wurde, kühlte sich der Beton nach Entfernen des Wassers in Phase c im oberen Bereich etwas schneller ab als in Zyklus 1. Dies liegt, wie bereits erklärt, an der über den Wasserfilm verstärkten Konvektion zwischen Beton und Umgebung (Verdunstungskälte). Die Temperaturverläufe der einzelnen Messfühler in Platten 2 und 3 während der thermischen Beanspruchung sind im Anhang, Abb. A 3.12 dargestellt.

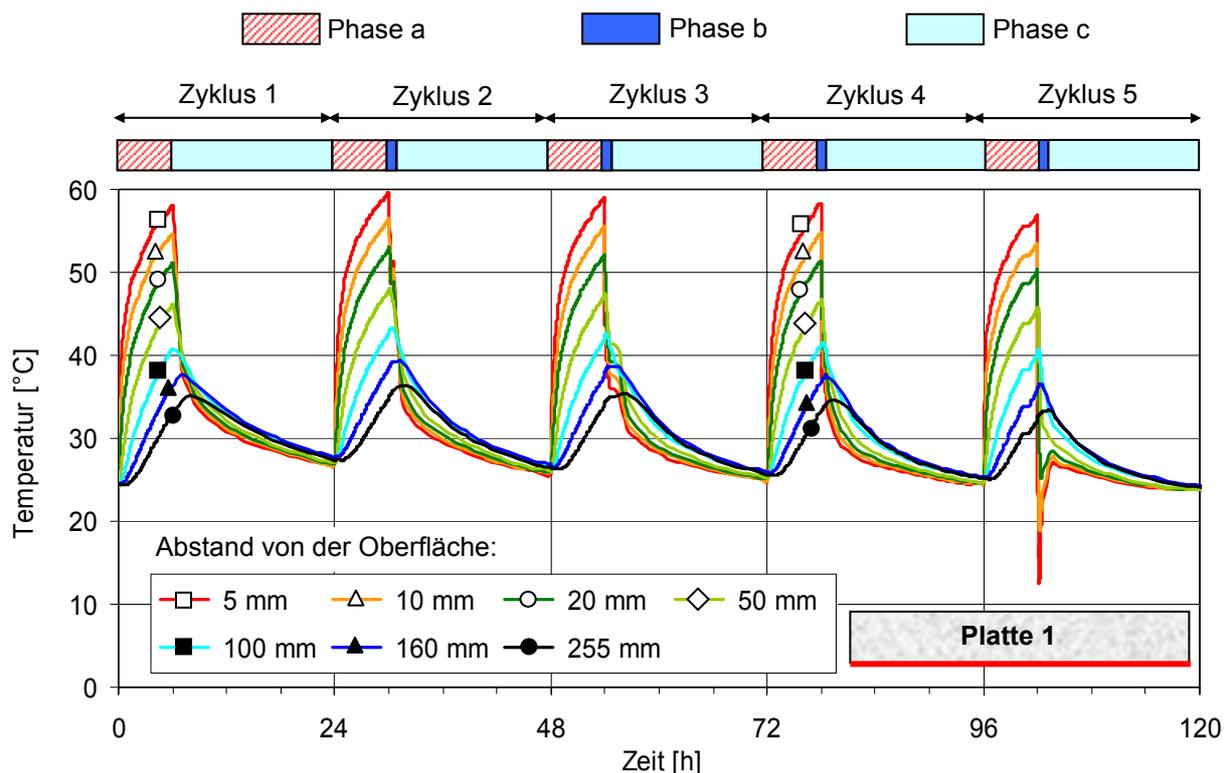


Abb. 3.23: Temperaturverlauf der einzelnen Messfühler während der thermischen Beanspruchung von Platte 1

Abb. A 3.13 (siehe Anhang) zeigt einen Vergleich zwischen den Messwerten in einer Tiefe von 5 und 255 mm während der gesamten thermischen Beanspruchung der Platten 1, 2 und 3. Die Messwerte der Platten 2 und 3 sind nahezu gleich. Es konnte deshalb bei den beiden Platten 2 und 3 von den gleichen Temperaturverteilungen ausgegangen werden. Bei Platte 1 wurden stets etwas höhere Temperaturen als bei den Platten 2 und 3 gemessen. Dies ist auf die Versiegelung der Platte 1 zurückzuführen, durch die der Wärmeabfluss etwas behindert wurde. Daher konnte sich die Wärme in der Betonplatte aufstauen, was eine Erhöhung der Temperatur (ca. 4 bis 6 K) sowohl an der Unterseite als auch an der Oberseite verursachte.

### 3.5.3 Vertikale Verformungen

Die während der thermischen Beanspruchung gemessenen vertikalen Verformungen der Platten 1 bis 3 sind in Abbildung 3.24 dargestellt. Zu Beginn der thermischen Beanspruchung wiesen die Betonplatten einen aufgeschüsselten Verformungszustand auf. Während bei den Platten 2 und 3 Rückverformungen an den Plattenenden nach der ersten Aufheizphase bis ca. 2 mm registriert wurden, erreichten die Rückverformungen bei Platte 1 einen Wert von ca. 1 mm. Die Platten 2 und 3 erhielten bei den Versuchen der hygrischen Beanspruchung durch die zusätzliche Befeuchtung von unten größere Verformungen an den Plattenenden (Aufschüsselung) als Platte 1 (unten versiegelt). Die Plattenenden konnten sich deshalb nach der Aufheizung zurückverformen, ohne mit dem Untergrund in Kontakt zu kommen. Die Enden der Platte 1 konnten sich soweit zurückverformen bis sie den Untergrund berührten. Anschließend hob sich der mittlere Bereich der Platte 1 um ca. 0,4 mm. Nach der ersten Abkühl-

phase (Abkühlen bei Raumtemperatur) erreichten die Platten den Ursprungszustand. Der Einfluss der Befeuchtung während einer Abkühlung wurde in Zyklus 2 erfasst. Dabei konnte eine Vergrößerung der Verformungen an den Plattenenden um ca. 0,3 mm beobachtet werden.

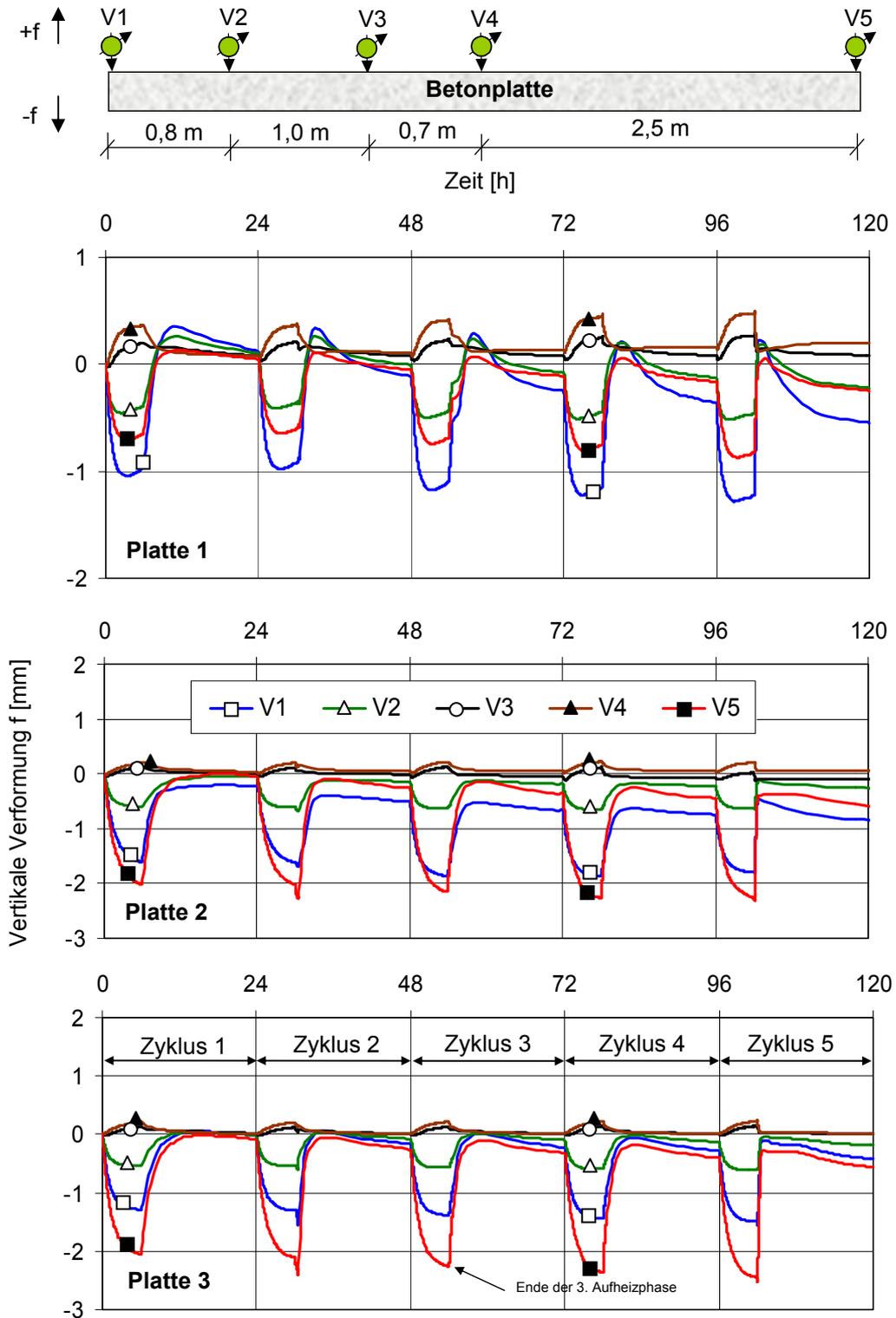


Abb. 3.24: Verlauf der Verformungen während der thermischen Beanspruchung; nähere Angaben zu den Zyklen können Tabelle 3.6 entnommen werden

Im Anschluss an die Abkühlphase b, bei der Wasser mit verschiedenen Temperaturen eingesetzt wurde, konnten die Betonplatten nach Beendigung der Phase c (Abkühlung bei Raumtemperatur) den Ursprungszustand der Verformung nicht mehr erreichen. Dies liegt daran, dass das Wasser innerhalb der 30-minütigen Beaufschlagungsdauer (Phase b) in den Beton eindrang und weitere Rückverformungen während der Phase c verursachte. Nach Abschluss des Versuchsabschnitts zur thermischen Beanspruchung blieben Verformungen der ursprünglich aufgeschüsselten Plattenenden bis zu 0,8 mm (nach unten) zurück, die auf den Einfluss der Oberflächenbefeuchtung während der Phase b zurückzuführen sind.

Zur näheren Betrachtung werden die absoluten vertikalen Verformungen an den Enden der Platten 2 und 3 während des Zyklus 5 (Thermoschock mittels Eiswasser) in Abbildung 3.25 dargestellt. In der Aufheizphase a erhielt die Platte 3 eine etwas größere Rückverformung (ca. 1,65 mm) als Platte 2 (1,4 mm), da erstere eine kleinere Nullspannungstemperatur aufwies (siehe Abbildung 3.8, Abschnitt 3.2.4). Vor dem Aufbringen des Eiswassers wurden die Platten mit 55 °C warmem Wasser für ca. 10 Minuten beaufschlagt. Dadurch konnte der Einfluss der Befeuchtung auf die Verformungen während der Abkühlphase annähernd erfasst werden (siehe Abbildung 3.32). Somit konnte sichergestellt werden, dass es sich bei den gemessenen Verformungen in Phase b hauptsächlich um Temperaturverformungen handelt. Nach Beendigung der Phase b (Eiswasser) bildeten sich die Verformungen zurück. Der Einfluss der starken Abkühlung führte sogar zu größerer Verformung als diejenige, die beim Ausgangszustand registriert wurde. Am Ende der Phase c (nach 24 Stunden) blieben wegen der Befeuchtung in Phase b Restverformungen bis 0,2 mm zurück.

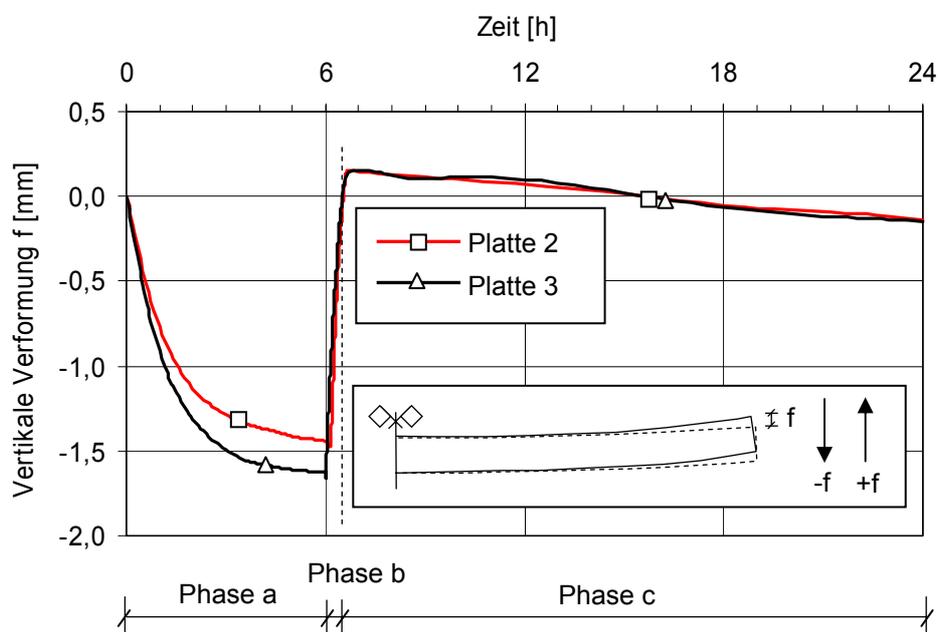


Abb. 3.25: Verlauf der absoluten Verformungen an den Enden der Platten 2 und 3 während des Zyklus 5 (Thermoschock mittels Eiswasser)

In Abbildung 3.26 ist der Verlauf der mittleren vertikalen Verformung an den Enden von Platte 2 über den gesamten Zeitraum der thermischen Beanspruchung dargestellt. Es ist erkennbar, dass bei jedem Zyklus die Rückverformung zunahm. Im 1. Zyklus, trotz Abkühlung bei Raumtemperatur, wurde ein Rückgang der Verformung von ca. 0,1 mm registriert. Dies kann auf Trocknungseffekte während der ersten Aufheizphase zurückgeführt werden. Das Aufheizen der Platte führte zur Änderung des Feuchtegradienten. Somit ist nicht auszuschließen, dass die im Kern der Betonplatte eingeschlossene Feuchte den oberen Bereich der Platte erreichte und ein geringfügiges Quellen der oberen Betonschichten verursachte, was sich möglicherweise im Verformungsverhalten widerspiegelt haben könnte.

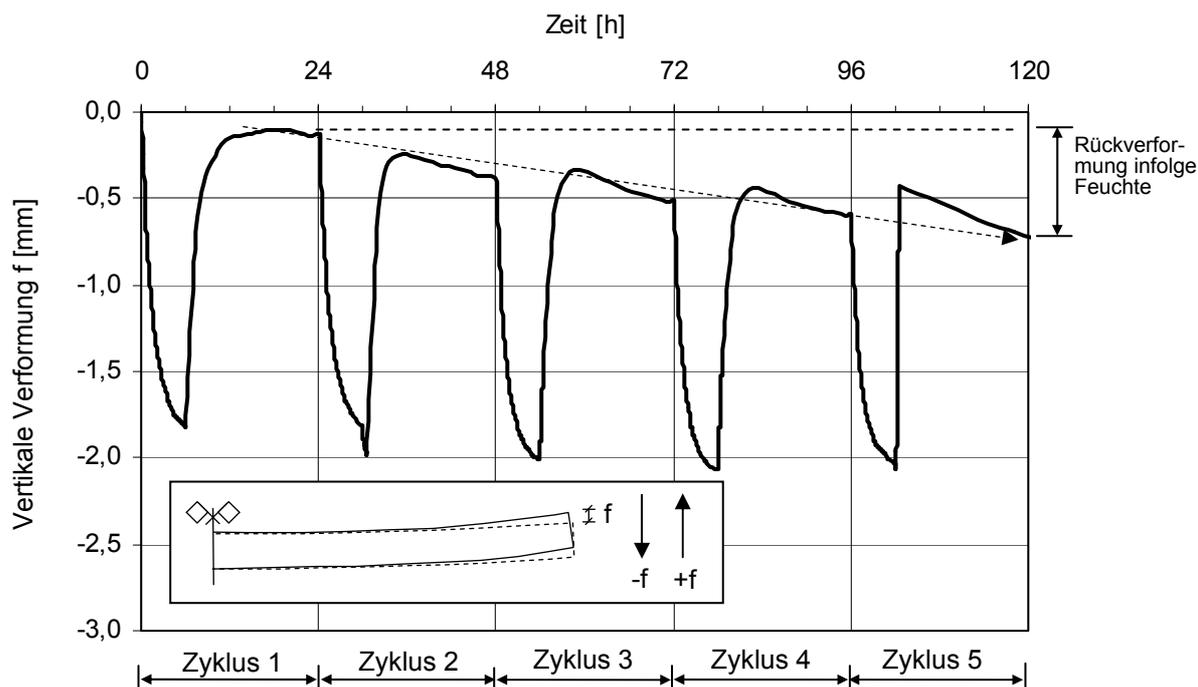


Abb. 3.26: Verlauf der mittleren Verformungen an den Enden von Platte 2 während der gesamten thermischen Beanspruchung

Des Weiteren ist in Abbildung 3.26 die Zunahme des Verformungsrückgangs nach jedem Zyklus erkennbar. Nach Beendigung der thermischen Beanspruchung wurde ein Gesamt-rückgang der vertikalen Verformungen an den Enden der Platte 1 von ca. 0,4 mm registriert. Bei Platte 2 und 3 betrug der Rückgang ca. 0,7 mm, was auf den Einfluss der in den Beton eingedrungenen Feuchtigkeit zurückzuführen ist.

### 3.5.4 Dehnungsverteilungen über die Plattenhöhe

Die während der thermischen Beanspruchungen entstandenen Dehnungen über die Querschnittshöhe der Platten 1 und 2 wurden ebenfalls erfasst. Im Anhang, Abb. A 3.14 ist die Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe in Plattenmitte der Zyklen 1 und 2 dargestellt. Nach der Aufheizphase a erreichten die Dehnungen der Platten einen Wert bis zu  $80 \mu\text{m/m}$  in 30 mm Tiefe von der Oberseite. An der Unterseite der Platten wurde eine maximale Dehnung von  $40 \mu\text{m/m}$  registriert. Am Ende der Phase b des 2. Zyklus wurde eine Abnahme der Dehnungen im oberen Bereich der Platten beobachtet. Das in Phase b eingesetzte Wasser (Tempe-

ratur 55 °C) kühlte sich infolge kühlerer Raumtemperatur nach Ende der Phase b geringfügig ab und verursachte ein Zusammenziehen der oberen Schichten des Betons. Demzufolge verkleinerte sich die Dehnung in den obersten 100 mm. Die Dehnungen während der Zyklen 3 und 4 (Abkühlung mit 20 bzw. 10 °C kaltem Wasser) waren nahezu gleich. In Abbildung 3.27 sind die Dehnungen des 4. Zyklus (Wasser, 10 °C) dargestellt.

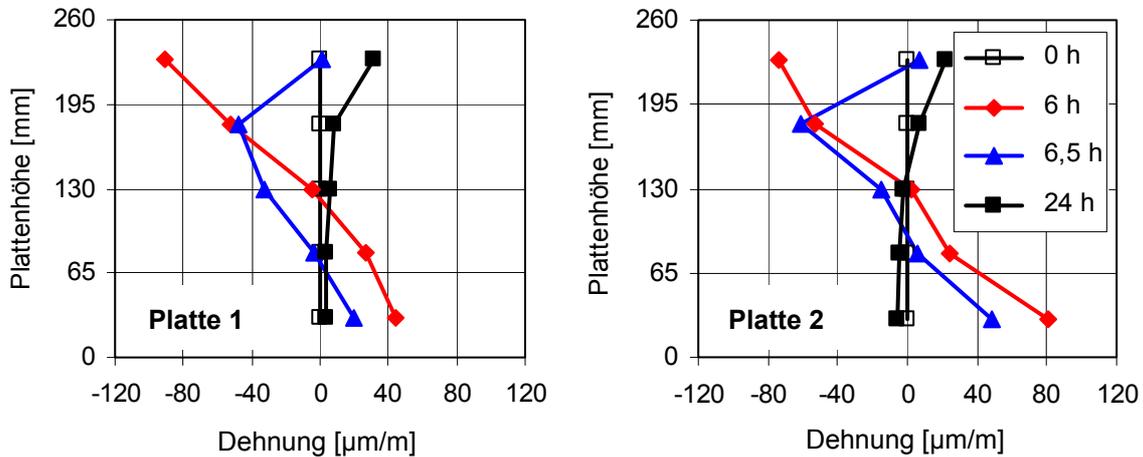


Abb. 3.27: Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe in der Mitte der Platten 1 und 2 zu verschiedenen Zeitpunkten während des Zyklus 4 (Abkühlung mittels Wasser, 10 °C)

Bei der Durchführung des Thermoschocks mittels Eiswasser waren die Platten extremen Temperaturgradienten ausgesetzt. Entsprechend große Dehnungen wurden registriert. In Abbildung 3.28 ist die Dehnungsverteilung in der Mitte der Platten 1 und 2 sowie bei 1 m Entfernung vom Plattenrand dargestellt. An beiden Messstellen und in beiden Platten ist deutlich erkennbar, dass die Abkühlung mittels Eiswasser, welche einen Temperaturunterschied von ca. 40 K innerhalb der 30-minütigen Abkühlphase b (zwischen 6 und 6,5 h) verursachte, große Zugdehnungen im oberen Plattenbereich hervorrief.

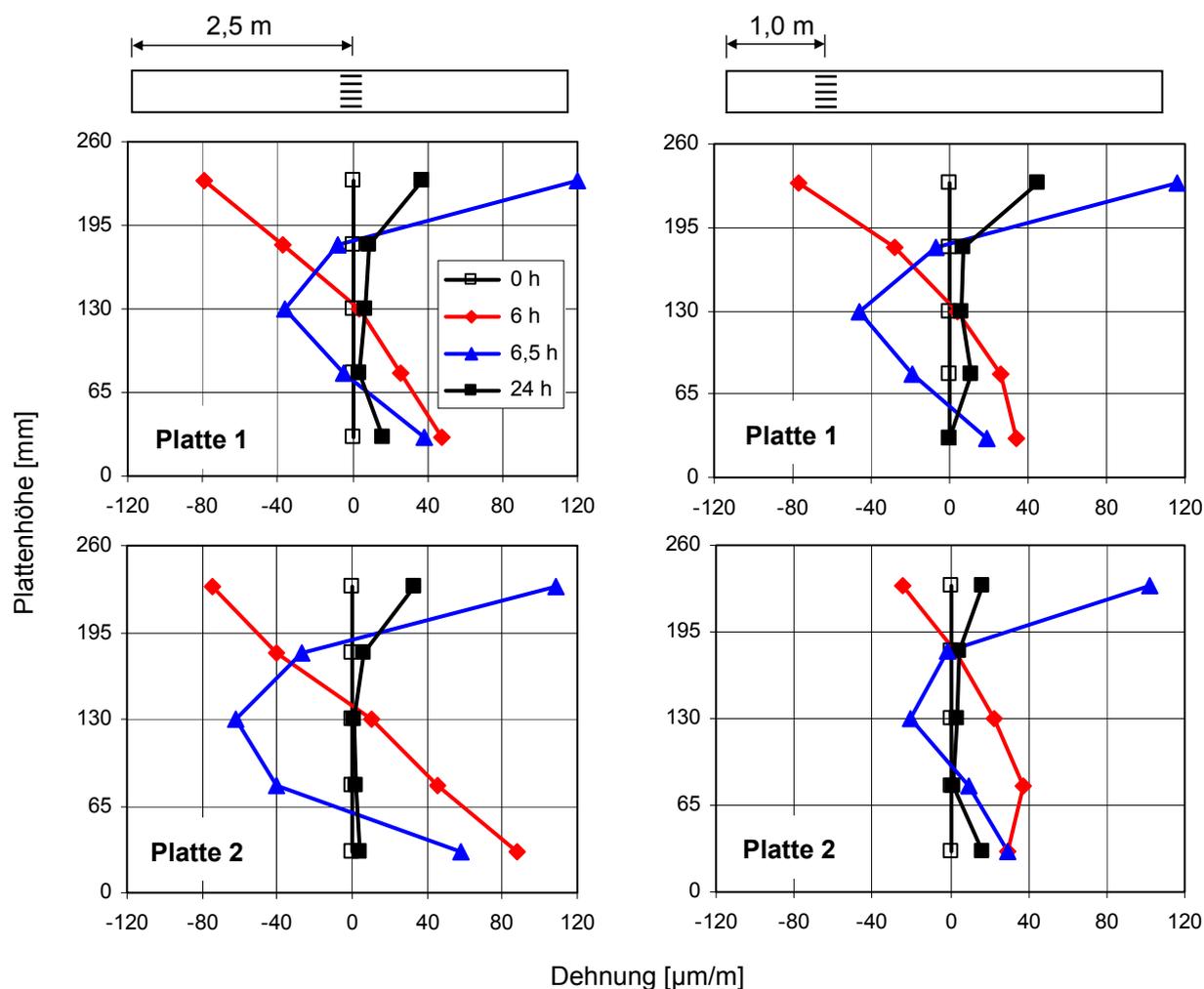


Abb. 3.28: Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe während Zyklus 5 (Eiswasser) in der Mitte sowie 1 m entfernt vom Rand der Platten 1 und 2

### 3.5.5 Feuchteverteilungen

Während der thermischen Beanspruchung veränderte sich – je nach Beanspruchungsphase (a, b und c) – das Feuchteprofil im oberen Bereich der Platten. In Phase b (Abkühlung mittels Wasser mit unterschiedlichen Temperaturen) drang das Wasser in den oberen Bereich der Platten ein und verursachte größere Änderungen des Feuchtegehalts, die mit Multiringelektroden (MRE) gemessen wurden. An der Unterseite der Platten wurden die Randbedingungen beibehalten (Befeuchtung bei Platte 2 und 3 sowie Versiegelung von Platte 1). Somit konnten im unteren Bereich der Platten keine Änderungen im Feuchteprofil festgestellt werden. Abbildung 3.29 zeigt den Verlauf des Widerstands bis zu einer Tiefe von 80 mm im oberen Bereich der Platte 2 zu verschiedenen Zeitpunkten. Es stellten sich Änderungen des Feuchtegehalts in den obersten 40 mm der Platte ein. Das in den Beton während der Abkühlphase b (Zyklus 2 bis 5) eingedrungene Wasser verursachte eine Erhöhung des Feuchtegehalts, was sich in kleineren Widerständen widerspiegelte. Unmittelbar nach der 30-minütigen Abkühlung mittels Wasser (Phase b) waren die obersten 25 mm von der Befeuchtung betroffen. Nach Entfernung des Wassers schritt die Feuchtefront ins Bauteil hinein fort und erreichte nach 24 Stunden eine Tiefe von 40 mm. Die gemessenen Widerstände bei den anderen Platten waren nahezu gleich jenen der Platte 2. Deshalb wird auf die einzelne Darstellung verzichtet.

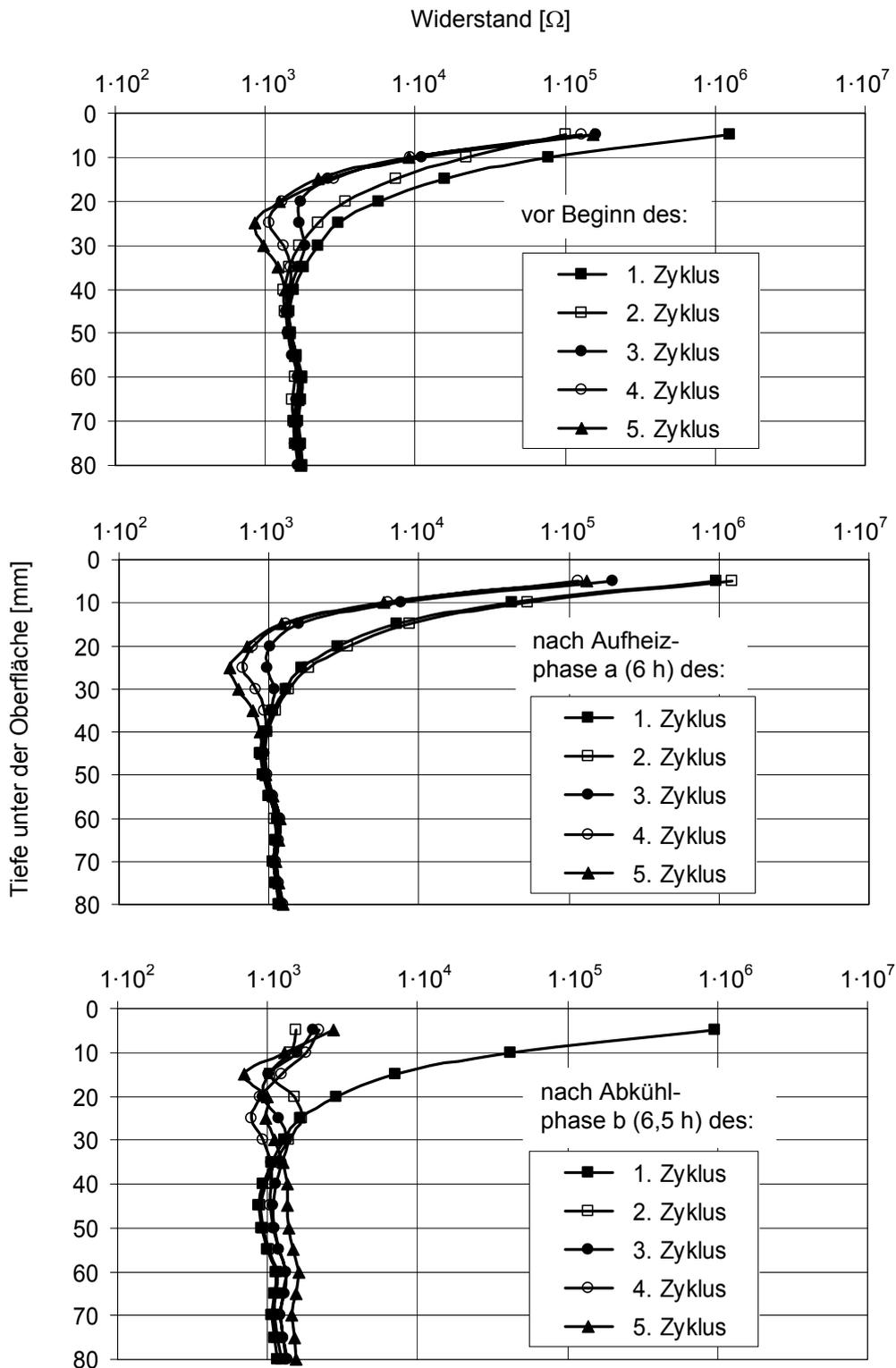


Abb. 3.29: Verlauf der mittels Multiringelektroden (MRE) gemessenen Widerstände im oberen Bereich von Platte 2 während der thermischen Beanspruchung; oben: Vor Beginn des jeweiligen Zyklus; Mitte: Nach Aufheizphase a; unten: Nach Abkühlphase b

### 3.5.6 Gegenüberstellung von Temperatur- und Verformungsverläufen

Der Zusammenhang zwischen den Änderungen der Temperatur und der Verformung wird graphisch in Abbildung 3.30 veranschaulicht. Darin sind der Verlauf der Temperatur nahe der Oberfläche (5 mm) und der Verlauf der mittleren Verformung an den Enden von Platte 2 dargestellt. Erwartungsgemäß korrelieren Änderungen des Temperaturverlaufs und des Verformungsverlaufs.

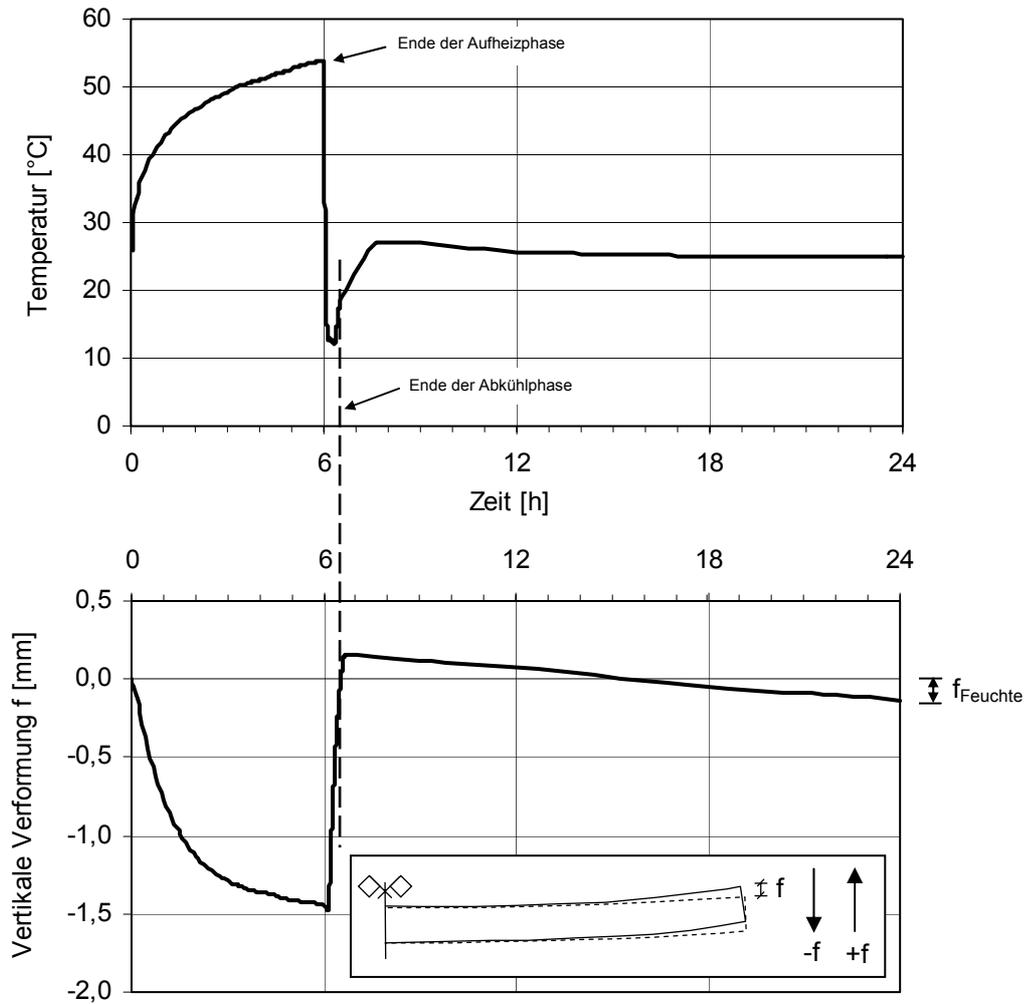


Abb. 3.30: Zusammenhang zwischen dem Temperaturverlauf nahe der Oberfläche (5 mm) und der vertikalen Verformung an den Enden von Platte 2 während des Zyklus 5 (Thermoschock mittels Eiswasser)

Bei anfänglich starkem Temperaturanstieg war eine schnelle Rückverformung festzustellen. Gegen Ende der Aufheizphase brachte eine minimale Temperaturzunahme eine ebenso geringe Zunahme der Rückverformungen mit sich. Eine anschließende Abkühlung bewirkte zeitverzögert ein Abheben der Plattenenden. Obwohl die Plattentemperatur sich nach 24 Stunden der Umgebungstemperatur anglich, wurde der Ausgangszustand der Verformung nicht wieder erreicht. Dies liegt, wie bereits erklärt (siehe Abschnitt 3.5.3), am Verformungsanteil infolge der Befeuchtung der Plattenoberseite. Diese verursachte am Ende des Zyklus 5 einen Rückgang der Gesamtverformung um ca. 0,2 mm ( $f_{\text{Feuchte}}$  in Abbildung 3.30).

Die Abhängigkeit zwischen der Abkühltemperatur und dem Verlauf der Verformungen der Plattenenden wird in Abbildung 3.31 verdeutlicht. Darin sind die Temperaturverläufe in einer Tiefe von 5 mm (oberes Bild) und die Verformungen an den Enden der Platte 2 (unteres Bild) während der Abkühlphase b dargestellt. In Zyklus 2 (Wasser, 55 °C) verursachte das Quellen des Betons eine weitere Zunahme der Rückverformung (siehe Abbildung 3.31, unten). Die Abkühlung in Zyklus 4 (Wasser, 10 °C) bewirkte eine geringe Abnahme der Rückverformung, da die im Beton gespeicherte Wärme das Kühlwasser nach ca. 3 Minuten auf ca. 39 °C erwärmte und somit den Temperatureinfluss auf die Verformung verringerte. Die Abnahme der Rückverformung in Zyklus 5 wurde erst mit einer Zeitverzögerung von ca. 8 Minuten beobachtet (siehe Abbildung 3.31, unten). Vor der Beaufschlagung der Platten mit Eiswasser wurden die Platten mit 55 °C warmem Wasser für 10 Minuten vorgegärt. Dieses Wasser drang in den Beton ein und führte zum Quellen der oberen Betonschichten. Die daraus resultierende Verformung (Zunahme der Rückverformung) wirkte der Verformung infolge Temperatur (Abnahme der Rückverformung) entgegen. Deshalb wurde trotz eines Temperaturunterschieds von ca. 40 K innerhalb der ersten 8 Minuten nahezu keine Änderung der Verformung festgestellt.

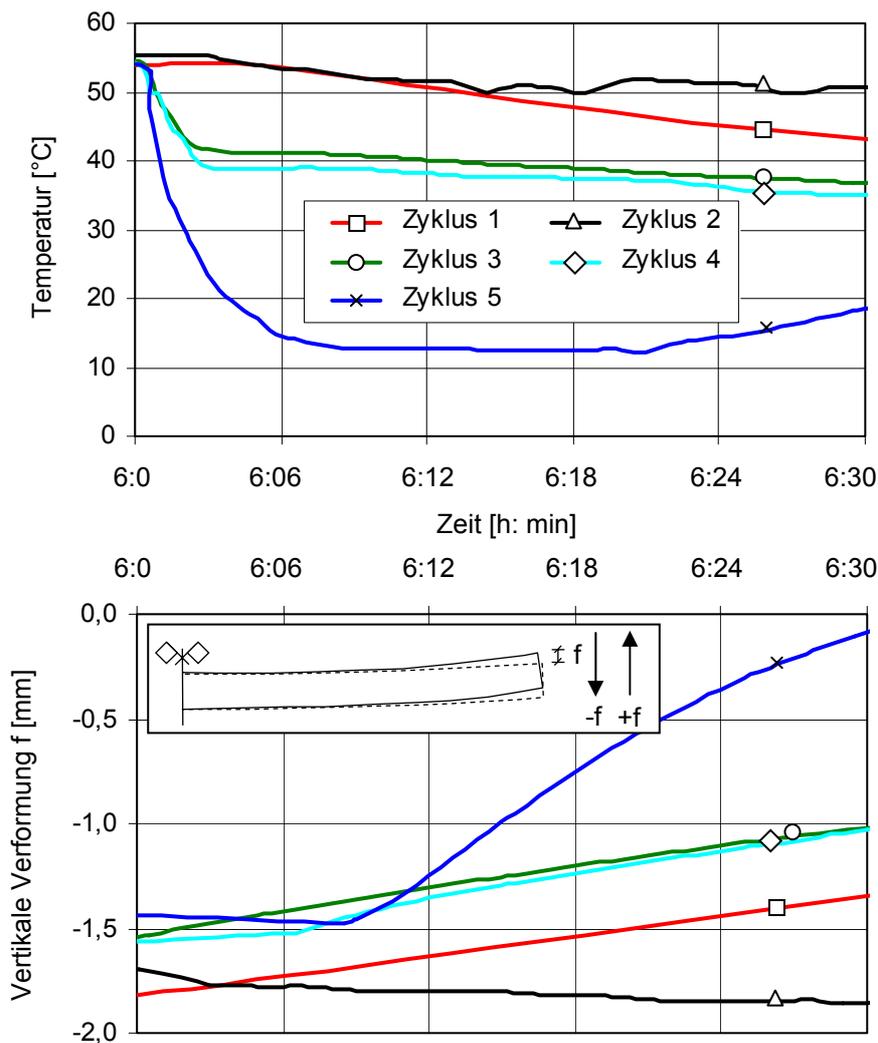


Abb. 3.31: Zusammenhang zwischen der Temperatur nahe der Oberfläche (5 mm) und der Verformung an den Enden der Platte 2

Bei den thermischen Untersuchungen konnte der Anteil der Verformungen infolge Temperatur von dem Anteil infolge Befeuchtung annähernd getrennt erfasst werden. Dies erfolgte zunächst in Zyklus 2. Dabei wurden die Platten nach der Aufheizung auf ca. 55 °C mit gleich temperiertem Wasser beaufschlagt. Dies führte zum Quellen der oberen Betonschichten, so dass eine Vergrößerung der Verformung an den Plattenenden um ca. 0,3 mm registriert wurde. Abbildung 3.32 zeigt den Verlauf der mittleren vertikalen Verformungen an den Enden von Platte 2 während des 2. Zyklus (Phase a und Phase b). In der Phase b ist die Zunahme der Rückverformung der Plattenenden infolge der Befeuchtung (Druckspannungen) mittels Wasser mit einer Temperatur von ca. 55 °C deutlich feststellbar. Es können somit die während eines Gewitterregens auftretenden thermischen Zugspannungen im oberen Bereich der Platte zum Teil abgebaut werden.

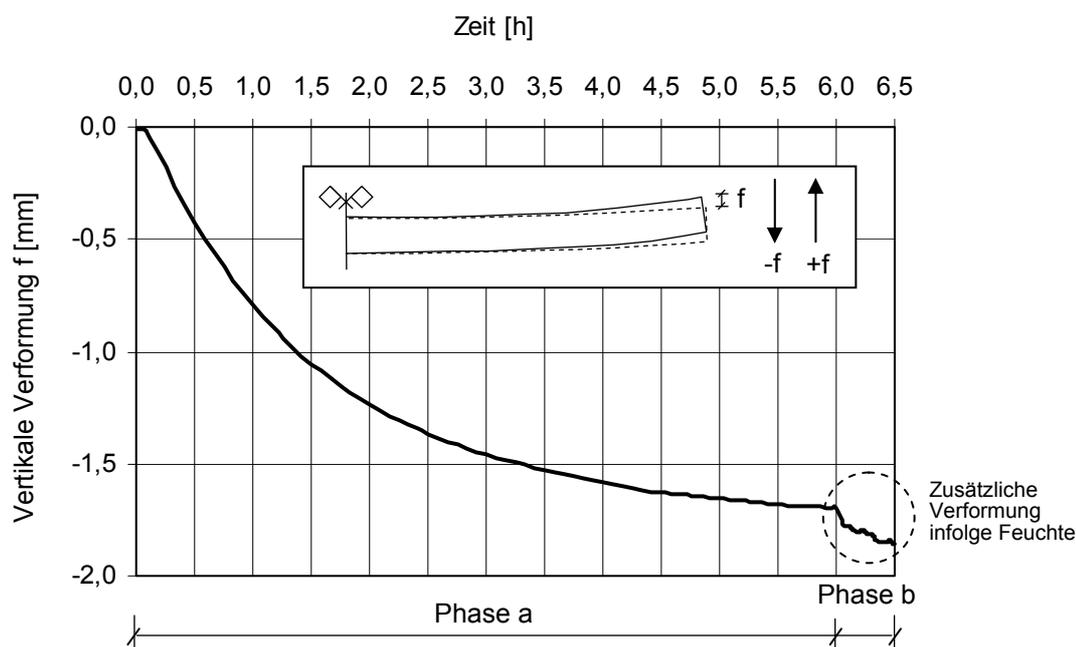


Abb. 3.32: Verlauf der mittleren Verformungen an den Enden von Platte 2 während der Aufheizphase a und der Phase b des 2. Zyklus (Wasser, 55 °C)

### 3.5.7 Rissbildung

Im Rahmen der thermischen Untersuchungen wurden keine neuen Rissbildungen an der Oberfläche der Platten festgestellt. Geringfügige Änderungen der Breite vorhandener Risse (ca. 0,1 mm) wurden nur während des extremen Thermoschocks (Zyklus 5, Eiswasser) insbesondere bei den Platten 1 und 2 beobachtet. Diese erhöhten bei einem nahezu konstanten Verlauf der Nullspannungstemperatur. Im Gegensatz dazu zeigte Platte 3 keine nennenswerten Änderungen der Rissbreiten, was auf den Einfluss des negativen Verlaufs der Nullspannungstemperatur zurückzuführen ist (siehe Abschnitt 3.2.4, Abbildung 3.8). Einige Stunden nach Beendigung der Abkühlungsphase b des Zyklus 5 nahmen die Rissbreiten wieder ab. Diese Änderungen der Rissbreiten an der Oberfläche der Platte 2 lassen sich durch den Verlauf der Dehnungsverteilung nach 6,5 h (Ende des Thermoschocks) und nach 24 h erklären (siehe Abbildung 3.33).

Eine Extrapolation der gemessenen Zugdehnungen (Abbildung 3.33) nach Beendigung der Phase b (6,5 h) des Zyklus 5 ergibt einen Wert von ca.  $180 \mu\text{m/m}$  an der Oberfläche. Die daraus errechnete Zugspannung beträgt ca.  $5,4 \text{ N/mm}^2$ , die größer als die Zugfestigkeit des Betons (ca.  $3,0 \text{ N/mm}^2$ ) ist. Daraus lässt sich schließen, dass dieser extreme Thermoschock zu hohen Zugspannungen führte und schließlich eine Vergrößerung der Rissbreite verursachte. Die Abnahme der Dehnungen auf ca.  $50 \mu\text{m/m}$  nach 24 Stunden deutet auf die Verringerung der Rissbreiten hin.

Da in der Praxis ein solch extremer Thermoschock in der simulierten Form nicht auftritt (siehe Abschnitt 5.7.5), kann davon ausgegangen werden, dass bei richtiger Bemessung und ordnungsgemäßer Ausführung der Betonplatten (Nachbehandlung usw.) ein starker Gewitterregen zu keiner zusätzlichen Rissbildung führt.

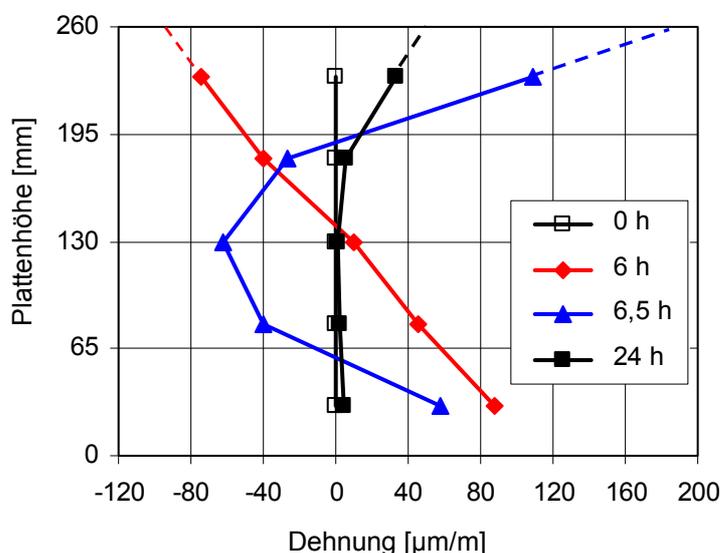


Abb. 3.33: Dehnungsverteilungen über die Querschnittshöhe in der Mitte der Platte 2 während des Zyklus 5 (Thermoschock mittels Eiswasser)

## 3.6 Bruchmechanische Untersuchungen an großen Betonplatten

### 3.6.1 Untersuchungsziel

Das Ziel der Untersuchungen war, die Biegezugfestigkeit der großen Betonplatten zu bestimmen. Dabei sollte der Einfluss einer vorhandenen Rissbildung an der Oberseite der Platten auf das Bruchverhalten erfasst werden.

### 3.6.2 Versuchsbeschreibung

Die Biegezugfestigkeit der vier Betonplatten mit den Abmessungen  $l \times b \times h = 5,0 \times 1,0 \times 0,26 \text{ m}^3$  wurde im Alter von ca. 45 Monaten im Rahmen von Vier-Punkt-Biegezugversuchen bestimmt. Da zwischen den zwei Einzellasten das Maximalmoment konstant ist, konnte sichergestellt werden, dass die Platte an der schwächsten Stelle bricht. Vor der Versuchsdurchführung lagerten die Betonplatten in der Versuchshalle des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie. Angaben über die Umgebungsfeuchte und -temperatur können Abschnitt 3.2.5 entnommen werden. Zur Erfassung des Einflusses der vorhandenen Rissbildung an der Oberseite der Platten (siehe Abschnitt 3.3.6) auf die Biegezugfestigkeit wurden die Platten umgedreht, so dass der Bruch an der Plattenoberseite (abgezogene Seite) eintreten konnte. Die Belastung  $F$  der Platten in den Drittelpunkten erfolgte in Laststufen von 5 kN. Während des Versuchs wurde die Durchbiegung  $f$  der Platten an vier Stellen unter den Belastungspunkten erfasst. Abbildung 3.34 gibt einen Aufschluss über den Versuchsaufbau und die Lage der Belastungspunkte. Vor der Versuchsdurchführung wurden die sichtbaren Risse markiert.

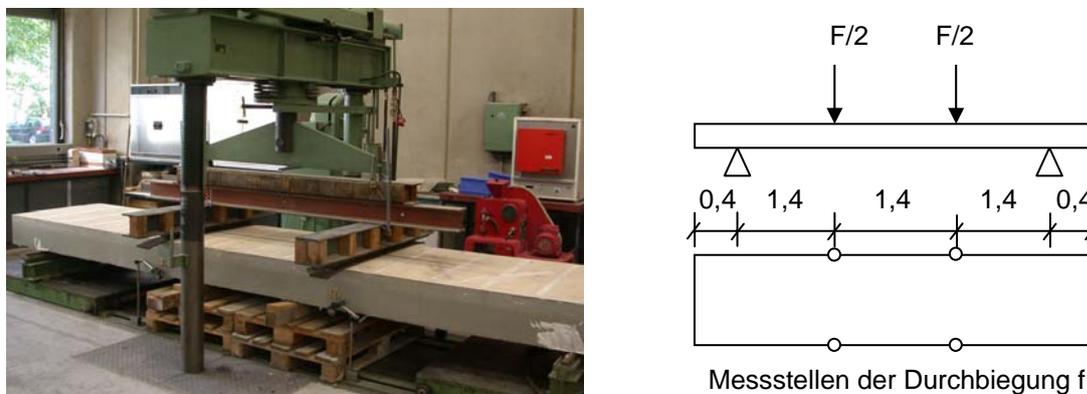


Abb. 3.34: Versuchsaufbau zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit von großen Betonplatten, Maße in [m] und die Lage der Messstellen der Durchbiegung

### 3.6.3 Versuchsergebnisse

In Tabelle 3.7 sind Bruchlast, maximale Durchbiegung und Biegezugfestigkeit der jeweiligen Platte dargestellt. Ferner zeigt Abbildung 3.35 den Zusammenhang zwischen der Kraft und der mittleren Durchbiegung aller Platten, dabei betrug die Auflast ca. 2,55 kN. Die Biegezugfestigkeit der Platten betrug trotz einer Vorschädigung durch feine Rissbildung an der Oberseite im Durchschnitt  $3,88 \text{ N/mm}^2$ . Nach [167] kann im Drei-Punkt-Versuch mit ca. 10 % höheren Werten der Biegezugfestigkeit gerechnet werden. Die nach DIN 1048, Teil 5 [27] ermittelte Biegezugfestigkeit ist nicht unmittelbar mit den hier gemessenen Biegezugfestig-

keiten vergleichbar, da durch die Trockenlagerung (ca. 30 bis 40 % r. F.) die Schwindzugspannungen einen Festigkeitsabfall von ca. 20 bis 50 % verursachen [167]. Des Weiteren weichen die hier geprüften Platten von den in DIN 1048, T5 [27] vorgeschriebenen Abmessungen ab. Die Biegezugfestigkeit ist von dem über die Bauteilhöhe wirkenden Spannungsgradienten abhängig. Mit zunehmender Höhe wird die ermittelte Festigkeit geringer und nähert sich der zentralen Zugfestigkeit an. Dies ist auf das so genannte „Size Effect“ zurückzuführen [6].

Tab. 3.7: Bruchlast, Durchbiegung und Biegezugfestigkeit der verschiedenen Platten

Platten Nr.	Bruchlast F (kN)	Durchbiegung f (mm)	Biegezugfestigkeit (N/mm <sup>2</sup> )	Bemerkung
1	44,75	1,49	3,86	-
2	46,45	1,47	3,96	Bruch im Rissbereich
3	43,55	1,45	3,78	-
4	45,75	1,58	3,92	Bruch im Rissbereich

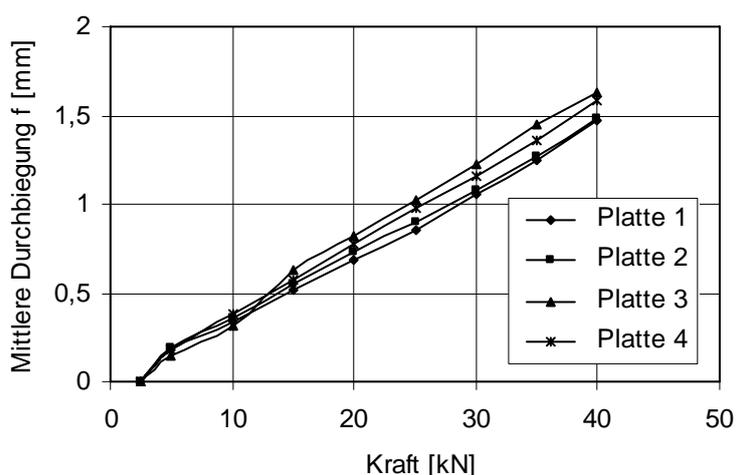


Abb. 3.35: Zusammenhang zwischen der Kraft und der mittleren Durchbiegung der großen Betonplatten

Bei der Erfassung der Bruchbilder der verschiedenen Platten wurde festgestellt, dass der Bruch bei den Platten 1 und 3 sich an einer Stelle ereignete, die augenscheinlich keine Vorschädigung (Riss) aufwies. Der Bruch in den Platten 2 und 4 ist an einer Stelle mit einer an der Oberfläche sichtbaren Vorschädigung (Riss) eingetreten. Zur Bestimmung der Tiefe der feinen Risse, die in erster Linie während der hygri-schen Versuche entstanden sind, wurden Bohrkern an verschiedenen Stellen entnommen. Am Bohrkernmantel konnte die Risstiefe gemessen werden. Es wurde dabei festgestellt, dass die Risse eine maximale Tiefe von ca. 20 mm erreichten, was die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen (Abschnitt 4.5.1) bestätigt. Die hier durchgeführten bruchmechanischen Untersuchungen zeigten, dass eine solche feine Rissbildung an der Oberfläche keinen nennenswerten Einfluss auf das Bruchverhalten von großen Betonplatten besitzt.

### 3.7 Experimentelle Untersuchungen an kleinen Probekörpern

Die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen zur Bestimmung der Festigkeiten und der E-Modul nach 28 Tagen wurden in Tabelle 3.5, Abschnitt 3.2.2 zusammengestellt. Die zeitliche Entwicklung der Druck-, Spaltzug- und Biegezugfestigkeit sowie des E-Moduls des verwendeten Betons ist in [132] dargestellt. Im Folgenden wird über weitere Untersuchungen berichtet.

#### 3.7.1 Zentrische Zugfestigkeit

Zur Durchführung der Zugversuche wurden Prismen mit einem ungekerbten verjüngten Mittelquerschnitt eingesetzt (siehe Abbildung 3.36). Die Erfassung der zentrischen Betonzugfestigkeit erfolgte in Anlehnung an [80] und [99]. Die Querschnittsabmessung im zu erwartenden Rissbereich betrug  $100 \times 60 \text{ mm}^2$ . Durch die Wahl dieser Probengeometrie konnte von einem rein einachsigen Spannungszustand im Bruchquerschnitt ausgegangen werden. Die Proben wurden unmittelbar nach dem Ausschalen wasserdampfdicht versiegelt. Unmittelbar vor der Versuchsdurchführung wurde die Versiegelung entfernt und die zentrische Zugfestigkeit im Alter von 28 und 180 Tagen bei einer Dehnungsrate von  $1 \cdot 10^{-4} \text{ 1/s}$  bestimmt. Des Weiteren lieferten die Zugversuche Daten zur Ermittlung der Bruchdehnung und des E-Moduls. Sämtliche Versuchsergebnisse sind in Tabelle 3.8 zusammengestellt.

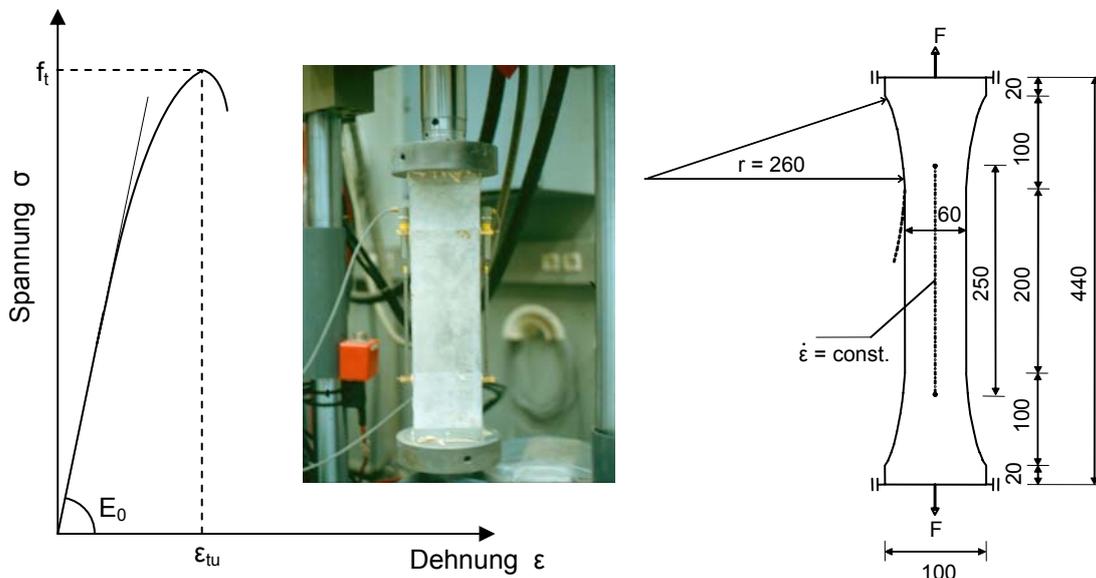


Abb. 3.36: Bestimmung der zentrischen Betonzugfestigkeit an ungekerbten, im Mittelbereich verjüngten Prismen, Maße in [mm]

Tab. 3.8: Ergebnisse einachsiger Zugversuche an ungekerbten Prismen mit verjüngtem Querschnitt (Mittelwerte aus jeweils 3 Proben)

Alter [Tage]	Zugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]		E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]		Bruchdehnung [10 <sup>-6</sup> ]	
	28	180	28	180	28	180
	3,04	3,19	31430	31760	116	119

### 3.7.2 Bruchenergie

Die Bruchenergie wurde im Betonalter von 360 Tagen bestimmt. Zum Einsatz kamen gekerbte Zugprismen ( $l \times b \times h = 240 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$ ), die das Aufzeichnen des gesamten Spannungs-Verformungsverhaltens einschließlich des abfallenden Asts erlaubten (siehe Abbildung 3.37). Die Kerbtiefe betrug an beiden Seiten 20 mm. Somit ergab sich ein Restquerschnitt im Kerbbereich von  $100 \times 60 \text{ mm}^2$ . Die Versuchsdurchführung erfolgte in Anlehnung an [80]. Mit Hilfe von induktiven Wegaufnehmern, die über dem Kerbmund angebracht waren, erfolgte die Aufnahme der Verformung. Die Verformungsgeschwindigkeit ( $\dot{\delta}$ ) betrug  $5 \cdot 10^{-4} \text{ mm/s}$ .

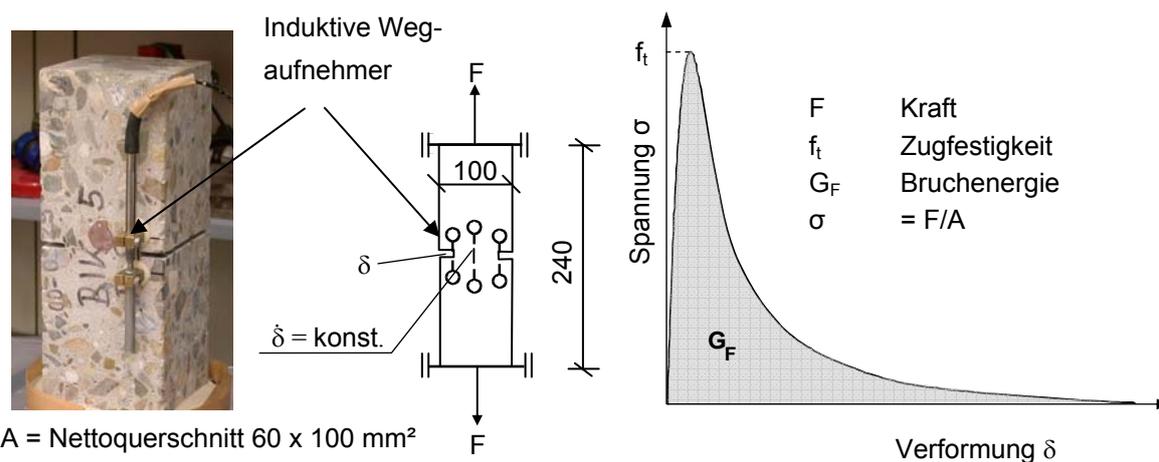


Abb. 3.37: Bestimmung der Bruchenergie an gekerbten Zugprismen ( $l \times b \times d = 240 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$ )

Nach dem Aufzeichnen der Spannungs-Verformungsbeziehung kann die Bruchenergie ( $G_F$ ) aus der Fläche unter der Spannungs-Verformungskurve berechnet werden. Der Mittelwert der Bruchenergie aus drei Versuchen ergab sich zu  $G_F \approx 190 \text{ N/m}$ . Dieser Wert der Bruchenergie war deutlich höher als nach CEB-FIP Model Code 90 [19] errechnet wurde ( $G_F \approx 89 \text{ N/m}$ ). Auch Kessler-Kramer [80] stellte bei eigenen Untersuchungen fest, dass die Größe der Bruchenergie nach MC 90 unterschätzt wird. Dies ist insbesondere auf die vereinfachte bilineare Beschreibung des Entfestigungsverhaltens im MC 90 zurückzuführen.

### 3.7.3 Einfluss der Umgebungsbedingungen auf die mechanischen Eigenschaften

Um den Einfluss der Umgebungsbedingungen auf die Festigkeit des Betons zu bestimmen, wurden seitlich versiegelte Versuchskörper ( $l \times b \times d = 260 \times 150 \times 150 \text{ mm}^3$ ) hergestellt, woraus Probekörper (Bohrkerne  $\varnothing 75 \text{ mm}$ ,  $h = 150 \text{ mm}$ ) zum jeweiligen Untersuchungszeitpunkt (Betonalter 7 und 28 Tage) entnommen wurden, die den gleichen Randbedingungen wie die großen Betonplatten ausgesetzt waren. An den entnommenen Probekörpern konnten die Druckfestigkeit und die zentrische Zugfestigkeit sowie der E-Modul im Betonalter von 7 und 28 Tagen bestimmt werden (siehe Abbildung 3.38). Die Geometrie der Bohrkerne wurde gemäß DIN EN 12390-1 [34] festgelegt. Bei der Bestimmung der Zugfestigkeit wurden die Proben im mittleren Bereich mit einer Kerbe (Kerbtiefe = 5 mm) versehen, um den Versagensbereich festzulegen und das Ablösen der Betonprobe von den Einleitungsplatten auszuschließen.

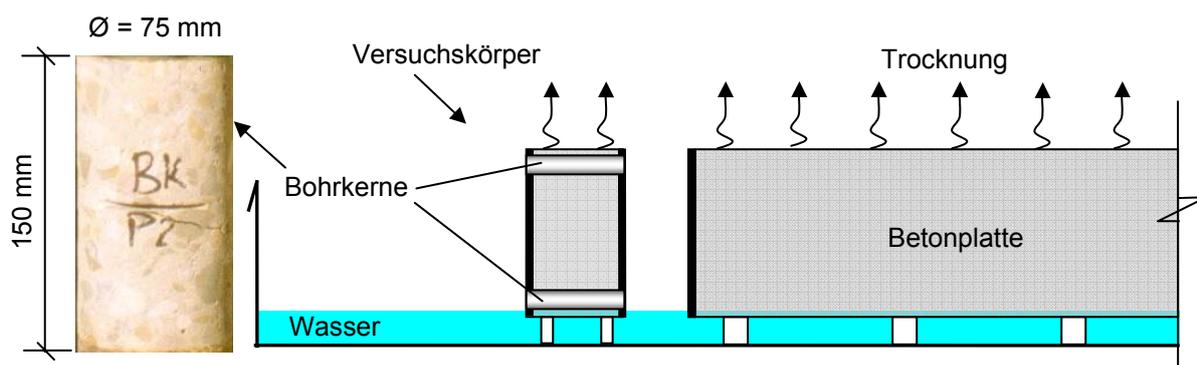


Abb. 3.38: Entnahmestelle der Bohrkerne aus neben den großen Platten gelagerten Versuchskörpern sowie die Bohrkernabmessungen

Im Betonalter von 7 und 28 Tagen wurden in horizontaler Richtung Bohrkerne aus dem oberen und unteren Bereich der Versuchskörper entnommen und anschließend die Druck- und Zugfestigkeit sowie der E-Modul bestimmt. Das Verhältnis Durchmesser/Größtkorn betrug  $75/22 = 3,41$ . Die Forderung nach dem Dreifachen des Größtkorndurchmessers [5] als Untergrenze für den Durchmesser der Bohrkerne wurde somit erfüllt.

Um den Einfluss der Lagerung nach DIN 1048, Teil 5 [27] feststellen zu können, wurden ebenso Bohrkerne aus Würfeln, die nach DIN 1048 gelagert waren, entnommen und auf ihre Festigkeiten geprüft. Im Anhang, Abb. A 3.15 sind die gemessenen Mittelwerte aus jeweils 3 Versuchen der Druck- und Zugfestigkeit sowie des E-Moduls an Bohrkernen im Alter von 7 und 28 Tagen dargestellt. Hieraus wird ersichtlich, dass im Alter von 7 Tagen die Festigkeiten und der E-Modul im unteren Bereich sowie im oberen Bereich der Versuchskörper nahezu gleich waren und den Werten nach DIN 1048 entsprechen. Eine Ausnahme stellt die Druckfestigkeit nach DIN 1048 dar, die einen höheren Wert nach 7 Tagen erreichte.

Nach 28 Tagen (Saugdauer des Wassers von unten betrug 14 Tage) konnten im oberen Bereich erwartungsgemäß etwas höhere Festigkeiten und ein höherer E-Modul als an der Unterseite gemessen werden. Die im Alter von 28 Tagen nach DIN 1048 ermittelten Kennwerte waren in der Größenordnung der Werte des oberen Bereichs der Proben. Die Standardabweichung für die durchgeführten Versuche schwankte zwischen 3 und 7 %.

### 3.7.4 Gravimetrische Feuchteverteilung

Zur Verifikation des numerischen Modells bezüglich der Feuchteleitfähigkeit war die genaue Bestimmung der Feuchteverteilung über die Querschnittshöhe zu verschiedenen Zeitpunkten erforderlich. Es wurden deshalb an der Mantelfläche versiegelte Proben (Vollzylinder  $\text{Ø} = 150 \text{ mm}$ ,  $h = 260 \text{ mm}$ ) neben den großen Platten 2 und 3 gelagert. Dabei waren die Proben, wie die großen Betonplatten, an der Oberseite der Austrocknung und an der Unterseite der Befeuchtung ausgesetzt. Der Feuchtegehalt in den verschiedenen Höhen einer Probe wurde anhand von Scheiben, die aus den Proben entnommen wurden, bestimmt. Nach Entfernung der Versiegelung wurden die Proben in eine spezielle Vorrichtung eingebaut, mit der Scheiben aus der Probe gespalten werden konnten (siehe Anhang, Abb. A 3.16). Die Scheibendicke variierte zwischen 10 und 25 mm. Die Proben wurden sofort gewogen und anschließend im

Trockenofen der Fa. Hereaus für einen Monat gelagert. Nach der Bestimmung des Trockengewichts der jeweiligen Scheiben konnte der Feuchtegehalt über die Querschnittshöhe ermittelt werden.

In Abbildung 3.39 ist der gemessene Feuchtegehalt über den Querschnitt im Betonalter von 28, 90, 180 und 360 Tagen dargestellt. Zu jedem Zeitpunkt ist der Mittelwert aus drei Proben angegeben. Infolge Austrocknung sank der Feuchtegehalt im oberen Bereich der Probe. Die Wasseraufnahme an der Unterseite resultierte in einem Anstieg des Feuchtegehalts. Es ist deutlich zu erkennen, dass der mittlere Bereich der Proben (Feuchtegehalt ca. 3,3 M.-%) von der Wasseraufnahme bzw. Austrocknung unbeeinflusst blieb. Die Wasserfront stieg innerhalb einer Saugdauer von 14 Tagen (Betonalter 28 Tage) auf eine Höhe von ca. 65 mm. Nach einer Saugdauer von ca. einem Jahr stieg die Wasserfront nicht höher als bis zur Plattenhälfte. Die Austrocknungsfront drang nach einem Jahr ca. 40 mm ins Bauteil ein. Auffallend war, dass der Anstieg des Feuchtegehalts infolge der Wasseraufnahme an der Unterseite zwischen 180 und 360 Tagen relativ gering war.

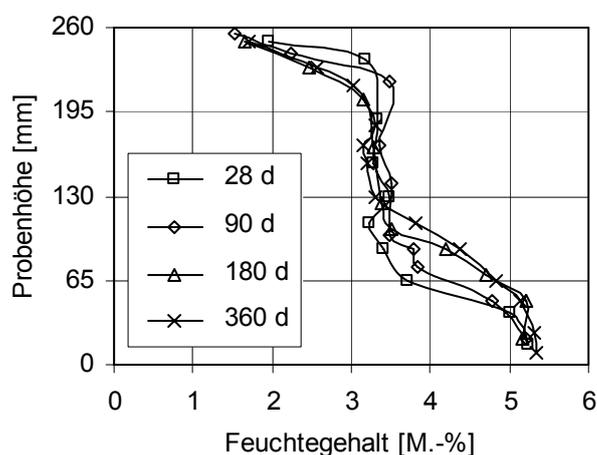


Abb. 3.39: Gemessener Feuchtegehalt über den Querschnitt zu verschiedenen Zeitpunkten von Proben, die den gleichen Randbedingungen wie die großen Platten ausgesetzt waren

An weiteren Betonproben wurde die Höhe der Wasserfront optisch beobachtet, in dem die Proben zu den verschiedenen Zeitpunkten vertikal gespalten wurden. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen stimmten mit denen aus der gravimetrischen Feuchteverteilung überein.

### 3.7.5 Sorptionsisothermen

Da im numerischen Modell der Feuchtehaushalt mit Hilfe des Feuchtepotentials beschrieben wird, mussten die Sorptionsisothermen bzw. Feuchtepotentialkurven für den verwendeten Beton bestimmt werden. Zur Erfassung der Sorptionsisothermen wurden Betonproben mit den Abmessungen  $200 \times 50 \times 10 \text{ mm}^3$  in fünf Boxen mit unterschiedlichen relativen Feuchten (33, 50, 65, 75, und 95 % r. F.) bei einer konstanten Temperatur von  $20 \text{ }^\circ\text{C}$  und im Trockenofen ( $105 \text{ }^\circ\text{C}$ ) sowie unter Wasser bis zur Gewichtskonstanz gelagert (siehe Anhang, Abb. A 3.17). Anschließend konnte der Sorptionsfeuchtegehalt dieser Proben gravimetrisch bestimmt werden. Mit Hilfe gesättigter Salzlösungen bzw. Luftbefeuchtung konnte eine konstante relative Luftfeuchte in den Klimaboxen gewährleistet werden [61].

Die Abmessungen der Proben wurden so gewählt, dass sich relativ schnell eine Gewichtskonstanz einstellen konnte. Da das Verhältnis zwischen Probenbreite und Größtkorndurchmesser relativ klein war (2,27), wurde die Anzahl der Proben von drei auf sechs pro Lagerungsumgebung erhöht, um eine gewisse statistische Absicherung herbeizuführen. Die Betonproben wurden im Betonalter von drei Monaten (Hydratation nahezu abgeschlossen) aus großen Betonwürfeln herausgesägt. Zur Bestimmung der Adsorptionsisothermen wurde die Hälfte der Proben bis zur Gewichtskonstanz zunächst bei 105 °C ofengetrocknet und anschließend in Sorptionsboxen gelagert (je Lagerungsumgebung 6 Proben). Zur Ermittlung der Desorptionsisothermen wurde die andere Hälfte der Proben wassergesättigt.

Zunächst lagerten die Proben in der jeweiligen Klimaumgebung für drei Monate. Danach wurde in monatlichen Abständen die Gewichtskonstanz überprüft. Im Alter von ca. 12 Monaten wurde der Materialfeuchtegehalt für jede Stufe der relativen Feuchte sowie bei Wassersättigung ermittelt. In Abbildung 3.40 sind die Mittelwerte des Feuchtegehalts der Proben dargestellt. Der Feuchtegehalt bei Wassersättigung beträgt ca. 5,1 M.-%. Dies entspricht einem volumetrischen Feuchtegehalt von 11,2 % ( $\rho_{\text{Beton}} = 2,2 \text{ kg/dm}^3$ ). Der Verlauf der Isothermen ab einer relativen Feuchte von 95 % bis zur Wassersättigung wurde zunächst linear angenommen. Eine genaue Analyse dieses Verlaufs erfolgt im Abschnitt 4.3.2.1.

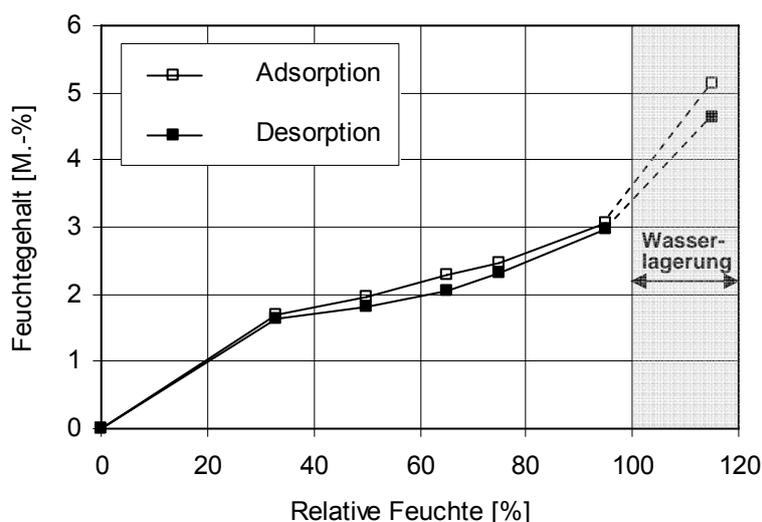


Abb. 3.40: Ad- und Desorptionsisothermen des verwendeten Betons bei 20 °C

### 3.7.6 Porengrößenverteilung

Zur Beurteilung des Feuchteverhaltens des Betons ist es nützlich, die Anteile der verschiedenen Porengrößen am Gesamtporenvolumen zu bestimmen (siehe dazu Abschnitt 2.3.1). Bei gleicher Gesamtporosität können Betone, je nach Porengrößenverteilung, ein unterschiedliches Feuchteverhalten aufweisen. Mit Hilfe der Quecksilberdruckporosimetrie wurde die Verteilung der Porengrößen [61] nach 28 Tagen und 1,5 Jahren erfasst. Dies erfolgte an nicht karbonatisierten Bruchstücken, die aus Parallelproben entnommen und ofengetrocknet (105 °C) wurden. Anhang, Abb. A 3.18 zeigt die Häufigkeitssumme des Porenvolumens einer repräsentativen Probe im Alter von 28 Tagen. Die zugehörige Porengrößenverteilung als differentielles Porenvolumen ist im Anhang, Abb. A 3.19 dargestellt.

Die Porengrößenverteilungskurve weist einen großen Anteil an Kapillarporen mit einem Radius zwischen  $1 \cdot 10^{-7}$  und  $9 \cdot 10^{-3}$  m auf. Die Häufigkeitssumme der Kapillarporen ( $r$  bis  $1 \cdot 10^{-7}$  m) beträgt ca. 63 %. Diese sind weitgehend auf die künstlich eingeführten Luftporen zurückzuführen. Den beiden Abbildungen A 3.18 und A 3.19 nach liegt der Mikroporenanteil ( $r < 1 \cdot 10^{-7}$ ) bei ca. 37 %.

Im Alter von 1,5 Jahren wurde die Porengrößenverteilung im trockenen oberen (Tiefe = 30 mm) und unteren (Tiefe = 230 mm) sowie mittleren Bereich von Betonproben, die neben den großen Betonplatten gelagert waren, bestimmt. Dabei wurden keine nennenswerten Unterschiede zwischen Porenvolumen im oberen und unteren Bereich festgestellt (siehe Abbildung 3.41). Der mittlere Bereich (Tiefe = 130 mm) wies einen größeren Anteil an Mikroporen ( $r < 1 \cdot 10^{-7}$ ) auf. Dies ist auf die innere Nachbehandlung des Betons zurückzuführen, welche die Porengrößenverteilung stark beeinflusst.

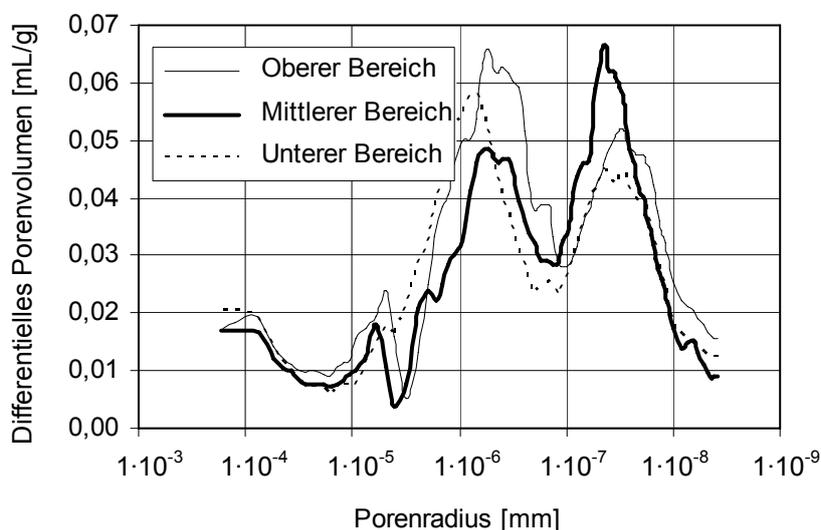


Abb. 3.41: Porenradienverteilung bei einem Betonalter von 1,5 Jahren in Abhängigkeit von der Lage der Probenentnahmestelle

### 3.7.7 Spezifische Oberfläche

Im Rahmen der Untersuchung der Porenstruktur des verwendeten Betons wurde nach Brunauer, Emmet und Teller (BET-Verfahren) [18] im Alter von 28 Tagen mit Hilfe einer Stickstoffadsorptionsmesseinrichtung die spezifische Oberfläche bestimmt, die mit den Porengrößen in direktem Zusammenhang steht. Je mehr feine Poren der Beton enthält, desto größer wird die spezifische Oberfläche.

Die Untersuchungen ergaben, dass der verwendete Beton eine spezifische Oberfläche von  $4,47 \text{ m}^2/\text{g}$  besitzt. Im Vergleich zu anderen Betonen, die eine größere Anzahl an feinen Poren enthalten, ist dieser Wert relativ klein. Die große Anzahl der groben Poren ( $r > 1 \cdot 10^{-7}$ ) führt zu einer kleinen spezifischen Oberfläche. Das Messergebnis der Oberfläche nach BET wurde den Ergebnissen der aus Summenporenvolumenkurve ermittelten spezifischen Oberfläche gegenübergestellt. Dabei ist festzustellen, dass die aus der Summenporenvolumenkurve ermit-

telte spezifische Oberfläche (6,21 m<sup>2</sup>/g) um ca. 39 % größer ist als die Oberfläche, die nach dem BET-Verfahren ermittelt wurde. Dies kann auf den Einfluss von Flaschenhalsporen zurückgeführt werden [61].

### 3.7.8 Wärmedehnzahl

An Vollzylindern ( $\varnothing = 100$  mm,  $h = 200$  mm) wurde die Wärmedehnzahl bestimmt. Aus den Untersuchungen ergab sich eine mittlere Dehnzahl von  $1,06 \cdot 10^{-5}$  1/K. Die Versuchsdurchführung ist in [132] beschrieben.

### 3.7.9 Wasseraufnahme und Wasserdampfdiffusionszahl

An fünf Scheiben ( $\varnothing 150$  mm,  $h = 40$  mm) erfolgte die Ermittlung des Wasseraufnahmekoeffizienten in Anlehnung an DIN EN ISO 15148 [36]. Die mittlere Wasseraufnahme des Betons (einseitiges Saugen) nach 24 Stunden lag bei 0,74 kg/m<sup>2</sup>. Unter Zugrundelegung des  $\sqrt{t}$ -Gesetzes ergibt sich ein mittlerer  $w_{24}$ -Wert von 0,15 kg/(m<sup>2</sup> · h<sup>0,5</sup>). Die mittlere freie Wasseraufnahme betrug nach 210 Tagen 2,73 kg/m<sup>2</sup>. Die Bestimmung der Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl erfolgte in Anlehnung an DIN EN ISO 12572 [35]. Hierzu wurden sieben Betonscheiben mit einem Durchmesser von 100 mm und einer Höhe von 40 mm verwendet. Der mittlere Wert der Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl  $\mu$  lag bei 47 (bei konstantem Wasserdampfdiffusionsstrom). Dieser Wert ist im Vergleich zu anderen Betonen, mit einer Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl  $\mu$  bis zu 150 (je nach Feuchtigkeitsverhältnisse) relativ gering, was auf das größere Gesamtporenvolumen zurückzuführen ist. Angaben zur Versuchsdurchführung sowie die Einzelergebnisse sind in [132] dargestellt.

### 3.7.10 Verformungen von kleinen Probekörpern

Im Folgenden wird auf einige Versuche, die an Betonproben aus demselben Beton wie bei den großen Betonplatten am Institut für Baustoffe und Konstruktion der Universität München durchgeführt wurden [132], eingegangen. Im Einzelnen werden die maßgebenden Ergebnisse, welche für die Kalibrierung des numerischen Modells verwendet wurden, dargestellt. Der Darstellung der Ergebnisse dienen die vom Institut für Baustoffe und Konstruktion der Universität München zur Verfügung gestellten Rohdaten.

#### *Feuchtedehnungen an Vollzylindern*

Zur Überprüfung der beim numerischen Modell der großen Platten verwendeten hygrischen Stoffgesetze, bezüglich der Feuchteleitfähigkeit und Feuchtedehnung, war es notwendig, einfachere numerische Modelle von Vollzylindern und kleinen Balken heranzuziehen. Dies hatte auch den Vorteil, dass die Rechenzeit bei den numerischen Modellen der kleinen Probekörper wesentlich kürzer war als jene bei den numerischen Modellen für die großen Betonplatten.

An seitlich versiegelten Vollzylindern ( $\varnothing 150$  mm,  $h = 300$  mm) wurden die radiale Feuchtedehnung und die Massenänderung infolge unterschiedlicher Lagerbedingungen bestimmt. Durch die Versiegelung der Proben herrschten eindimensionale Verhältnisse und der Feuchteaustausch fand ausschließlich über die Stirnseiten statt. In Abbildung 3.42 ist die zeitliche

Entwicklung der Gradienten der Feuchtedehnung von Vollzylindern der Serie 1 (50 % r. F. oben, Wasser unten) und der Serie 3 (50 % r. F. oben, unten versiegelt) dargestellt. Wie erwartet, konnte ein signifikanter Unterschied zwischen den Ergebnissen der beiden Lagerungsarten festgestellt werden, was auf das Quellen an der Unterseite der Probenreihe 1 zurückzuführen ist. Das Schwindmaß an der Oberseite der Proben aus der Serie 1 erreichte nach einem Jahr ca. -0,8 ‰. Das Quellmaß lag nach einem Jahr bei ca. 0,3 ‰. Bereits im Alter von drei Wochen (Befeuchtungsdauer eine Woche) konnte ein Quellmaß von ca. 0,1 ‰ registriert werden.

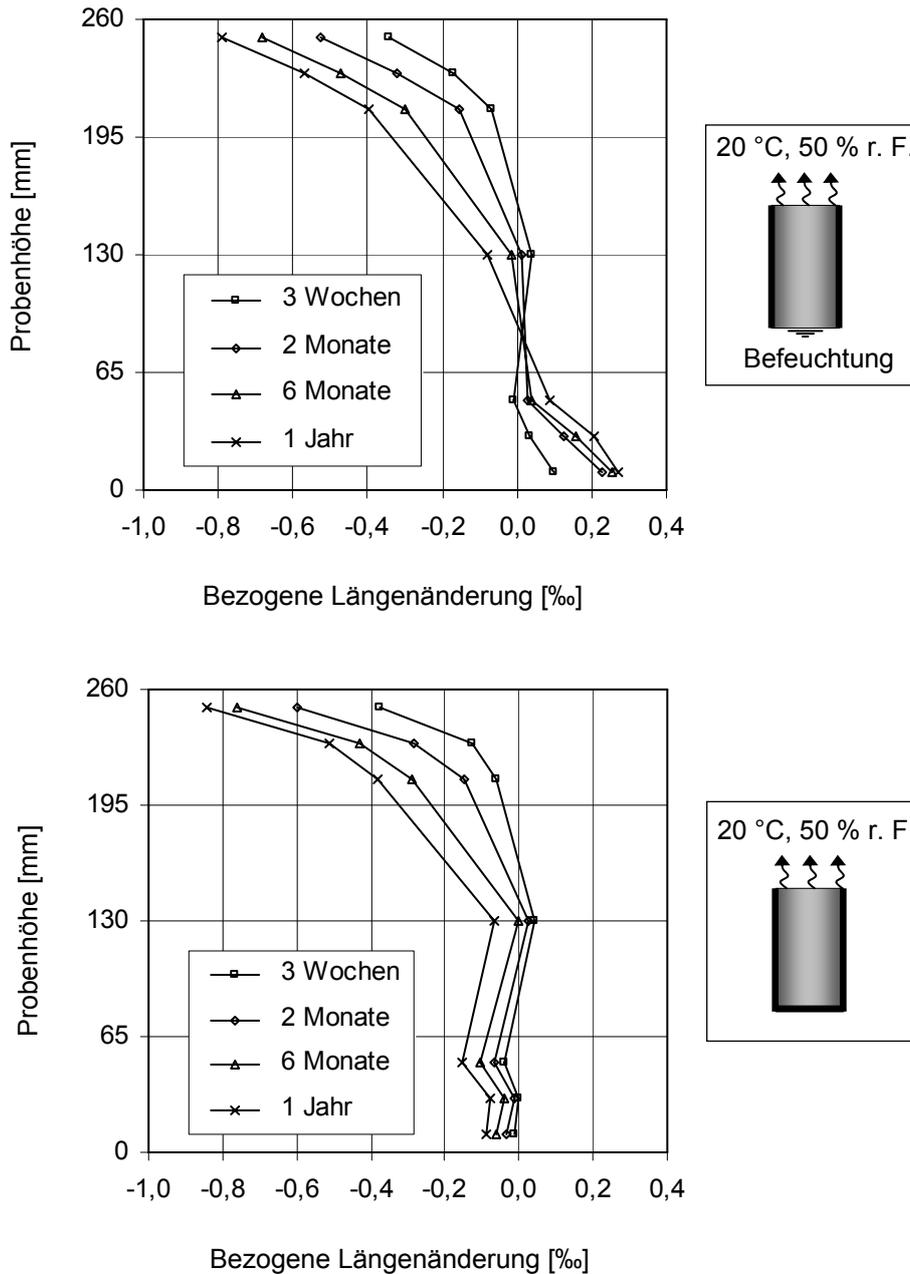


Abb. 3.42: Zeitliche Entwicklung der Gradienten der Feuchtedehnungen von Vollzylindern in Abhängigkeit von der Lagerungsart

Weitere hier nicht dargestellte Untersuchungen zeigten, dass die bei 85 % r. F. gelagerten Proben nach einem Jahr ein Schwindmaß von ca. -0,3 % aufwiesen. Ein maßgebender Einfluss des Winds auf die Längenänderung wurde nicht festgestellt. Weitere Messergebnisse zur Dehnung von Betonproben in verschiedenen Betonaltern sowie während der hygrischen Wechselbeanspruchung und der Temperaturbeanspruchung sind in [132] dargestellt.

### Vertikale Verformungen von kleinen Balken

Zur Kalibrierung des numerischen Modells wurden die vertikalen Verformungen von kleinen Balken mit den Abmessungen  $l \times b \times h = 700 \times 150 \times 260 \text{ mm}^3$  aufgezeichnet. Die Lagerungsbedingungen entsprachen denen der Vollzylinder (s. o.).

In Abbildung 3.43 ist der Verlauf des Aufschüßelns (Mittelwert) ab einem Alter von 14 Tagen (Befeuchtungszeitpunkt) in Abhängigkeit vom Betonalter dargestellt. Bei diesen Untersuchungen konnte ebenfalls kein Einfluss des Winds auf die Verformung der kleinen Balken festgestellt werden. Die maximale Verformung unter den Lagerungsbedingungen „unten feucht, oben 50 % r. F.“ betrug nach einem Jahr ca. 0,16 mm. Die an der Unterseite feuchtgehaltenen Balken bei gleichzeitiger Austrocknung der Oberseite (50 % r. F.) erreichten bereits nach ca. 60 Tagen ca. die Hälfte der registrierten Gesamtverformung nach einem Jahr. Der Anteil der Verformung infolge des reinen Schwindens an der Oberseite (50 % r. F.) betrug nach einem Jahr ca. 60 % der Gesamtverformung infolge Trocknung der Oberseite bei gleichzeitiger Befeuchtung der Unterseite. Wie erwartet, zeigten die bei 85 % r. F. gelagerten Balken eine kleinere Verformung als die Balken, die bei 50 % r. F. gelagert waren.

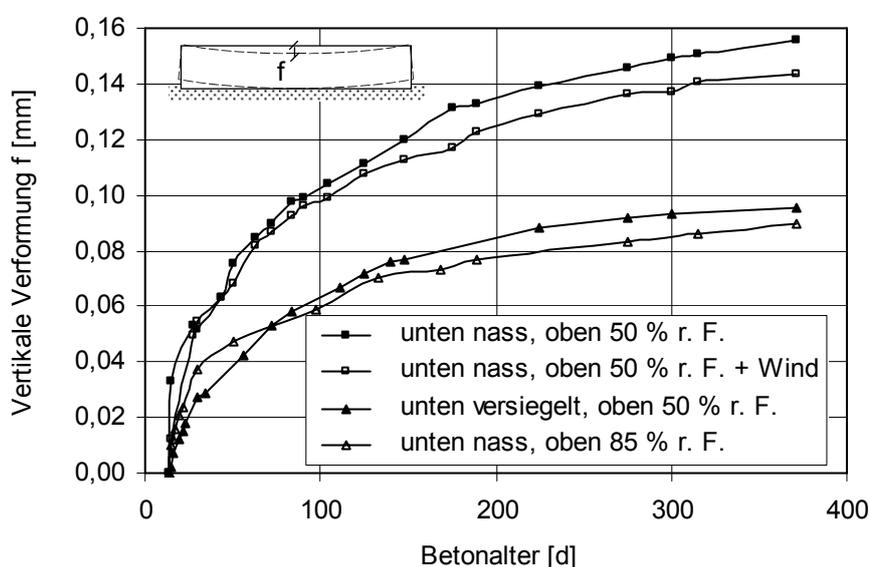


Abb. 3.43: Verlauf der vertikalen Verformung (Aufschüßeln) der unterschiedlich gelagerten Balken in Abhängigkeit von der Lagerungsdauer

In [132] sind die Ergebnisse weiterer Untersuchungen zur Erfassung der vertikalen Verformungen während der hygrischen Wechselbeanspruchung sowie der thermischen Beanspruchung dokumentiert.

### 3.8 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Im Rahmen eines umfangreichen experimentellen Untersuchungsprogramms wurden Groß- und Parallelversuche durchgeführt. Bei den Großversuchen handelte es sich um die Erfassung des Verformungs- und Rissverhaltens von vier großen Betonplatten mit den Abmessungen  $l \times b \times d = 5,0 \times 1,0 \times 0,26 \text{ m}^3$  unter verschiedenen hygri-schen und thermischen praxisnahen Randbedingungen. Hauptziel dieser Untersuchungen war es, Ergebnisse zur Verifizierung des entwickelten numerischen Modells zu gewinnen. Ferner dienten die gewonnenen Ergebnisse zur Erarbeitung von Empfehlungen für die Baupraxis.

Durch entsprechende hygri-sche und thermische Beanspruchungen wurden die Verformungs-fälle „Aufschüsselung und Aufwölbung“ erzeugt. Die Versuchsbedingungen schlossen kriti-sche hygri-sche und thermische Beanspruchungen ein (Austrocknung der Plattenoberseite, Dauerbefeuchtung der Plattenunterseite, Wind, fehlende Nachbehandlung, zyklische hygri-sche Wechselbeanspruchung, Zwangsbeanspruchung, Erwärmung und Abkühlung sowie extremer Thermoschock). Dabei wurden Vertikalverformungen, Dehnungen sowie Feuchte- und Temperaturverteilungen erfasst.

Im Rahmen der Versuche zum Verformungsverhalten von großen Betonplatten unter hygri-scher Beanspruchung konnte der Einfluss der Austrocknung an der Oberseite sowie der Befeuchtung der Unterseite getrennt erfasst werden. Die Untersuchungen zeigten, dass sich infolge der Austrocknung an der Oberseite eine mittlere Abhebung der Plattenenden (Aufschüsselung) in einer trockenen Umgebung von ca. 3 mm ergibt. Die Dauerbefeuchtung der Unterseite der Platten verursachte infolge des Quellens eine Vergrößerung der Aufschüsselung um ca. 100 %. Im Hinblick auf die Praxis kann eine gute Entwässerung einen wesentlichen Beitrag zur Vermeidung der Befeuchtung der Unterseite und somit zur Minimierung der Aufschüsselung von Betonplatten leisten.

Entgegen den Erwartungen wiesen die großen Betonplatten ein unsymmetrisches Verformungsverhalten auf, was auf unvermeidbare geringe Unterschiede im hygri-schen Verhalten der beiden Plattenhälften zurückgeführt werden kann. Die größere Verformung an einem Plattenende gegenüber dem anderen Plattenende könnte in Wirklichkeit zur Folge haben, dass dort bei einer Teilbehinderung der Plattenenden, z. B. durch ein Teil des Gewichts einer mit Dübeln verbundenen Nachbarplatte, infolge der größeren gezwungenen Länge höhere Spannungen entstehen als bisher berücksichtigt wurde.

Die fehlende Nachbehandlung und die beschleunigte Austrocknung (Wind) an der Oberseite führten zu keinen nennenswerten Unterschieden der Verformungen an den Plattenenden. Jedoch ist im Hinblick auf die Praxis eine Nachbehandlung unerlässlich. Durch die Nachbehandlung wird die Hydratation bzw. die Festigkeitsentwicklung in der Randzone gefördert, wodurch die Zugfestigkeit dieser Zone erheblich steigt. Dadurch wird die Gefahr der Rissbildung stark herabgesetzt.

Im Rahmen der hygri-schen Untersuchungen wurde auch festgestellt, dass die Behinderung der Verformungen an den Plattenenden zu keiner Trennrissbildung in Plattenmitte, wie bisher angenommen wurde, führt. Aufgrund der gewonnenen Versuchsergebnisse kann davon ausgegangen werden, dass Betonplatten unter dem Einfluss der Behinderung der vertikalen Verformungen, z. B. infolge einer Nachbarplatte, keine tiefer reichenden Risse erfahren. Inwiefern eine dynamische Belastung an den Plattenenden doch zur Rissbildung führen könnte, wurde nicht untersucht.

Die Untersuchungen der hygri-schen Wechselbeanspruchung zeigten, dass eine zweistündige Befeuchtung der Plattenoberseite relativ große Rückverformungen der Enden von aufgeschüsselten Platten verursachte, was auf das Quellen der Betonschichten in der Randzone zurückgeführt wird. Eine weitere Trocknung für 22 Stunden brachte die Plattenenden nicht zu ihrer Ausgangslage zurück. Weitere Zyklen (2 h Befeuchtung, 22 h Trocknung der Oberseite) verursachten eine Abnahme der vorhandenen Aufschüsselung. Des Weiteren wurde durch die Befeuchtung der Oberseite festgestellt, dass sich einige Risse infolge der entstandenen Druckspannungen (Quellen) schlossen. Es kann davon ausgegangen werden, dass Betonplatten im Freien, die dem Niederschlag und dem Tauwasser ausgesetzt sind, kleinere Verformungen bzw. Abhebungen der Enden aufweisen als bisher angenommen wurde. Im Hinblick auf die Schließung feiner Risse besitzt die Befeuchtung der Oberseite einen positiven Effekt.

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen zur thermischen Beanspruchung wurden die großen Betonplatten verschiedenen praxisnahen thermischen Witterungsbedingungen (u. a. Gewitterregen bzw. Hagelschauer) ausgesetzt. Das Verformungs- und Rissverhalten der Platten wurde dabei analysiert. Es wurde festgestellt, dass bei einer plötzlichen Abkühlung (Thermoschock, z. B. Gewitterregen) Verformungen nicht nur infolge von Temperaturgradienten, sondern auch infolge von Feuchtegradienten auftreten. Dies wurde im Rahmen der experimentellen Untersuchungen erstmals getrennt erfasst.

Die Untersuchungen zeigten, dass die mit dem Thermoschock verbundene Befeuchtung zu einer Verminderung der auftretenden Verformungen und der damit verbundenen Zugspannungen führt. Ferner wurde festgestellt, dass infolge der thermischen Beanspruchung einschließlich Thermoschock keine neuen Rissbildungen an der Oberfläche der Platten entstanden sind. Vorhandene feine Risse wurden sogar infolge des Quellens geschlossen. Hieraus ist zu folgern, dass bisherige theoretische Untersuchungen (z. B. [96]) die Beanspruchung infolge eines Thermoschocks überschätzt haben. Des Weiteren konnte trotz einer Beaufschlagung mit Eiswasser keine tiefere Temperatur als 12 °C gemessen werden, was bisherigen Annahmen in der Literatur widerspricht.

Bruchmechanische Untersuchungen an großen Betonplatten ergaben, dass eine feine Oberflächenrissbildung, welche in erster Linie auf Eigenspannungen zurückzuführen ist, keinen wesentlichen Einfluss auf das Bruchverhalten von großen Betonplatten besitzt.

Im Rahmen von Parallelversuchen erfolgte die Bestimmung von mechanischen und physikalischen Kennwerten des verwendeten Betons, welche den numerischen Berechnungen zugrunde

gelegt werden. Es wurde u. a. festgestellt, dass keine nennenswerten Unterschiede zwischen den mechanischen Eigenschaften des eher trockenen oberen und feuchten unteren Bereichs der Platten vorhanden sind. Deshalb wird im numerischen Modell keine Variation der mechanischen Eigenschaften zwischen den oberen und unteren Plattenbereich berücksichtigt.

Aufgrund der Versuchsergebnisse konnte bezüglich der numerischen Berechnungen von einer zentrischen Zugfestigkeit von  $3,04 \text{ N/mm}^2$ , einer Druckfestigkeit von  $30,7 \text{ N/mm}^2$  und einem E-Modul von  $31430 \text{ N/mm}^2$  im Betonalter von 28 Tagen ausgegangen werden. Die Bruchenergie wird in den numerischen Untersuchungen mit  $0,19 \text{ N/mm}$  angesetzt.



## 4 Numerisches Modell

### 4.1 Vorbemerkungen

Für die Durchführung der numerischen Untersuchungen wurde die Finite-Elemente-Methode herangezogen. Dabei wurde das Programm DIANA [24] verwendet, mit dessen Hilfe das Verformungs-, Spannungs- und Rissverhalten von Betonplatten unter hygri-schen und thermischen Beanspruchungen untersucht wurde.

Aus den experimentellen Untersuchungen an kleinen Probekörpern und großen Betonplatten konnten die Materialkennwerte des Betons sowie das hygri-sche und thermische Verformungsverhalten ermittelt werden, welche zur Kalibrierung und Verifikation des numerischen Modells herangezogen wurden.

Im Rahmen des numerischen Untersuchungsprogramms wurden einige Berechnungen an kleinen FE-Modellen (Zylindern und Balken) durchgeführt, welche der Überprüfung der Stoffgesetze zur Beschreibung der Feuchteleitfähigkeit und der Feuchtedehnung dienten. Hierzu wurden die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen von Vollzylindern ( $\varnothing$  150 mm,  $h = 300$  mm) und von kleinen Balken ( $l \times b \times h = 700 \times 150 \times 260$  mm<sup>3</sup>) mit den Ergebnissen aus den experimentellen Untersuchungen verglichen und das numerische Modell entsprechend kalibriert. Anschließend wurden die numerischen Untersuchungen zur Erfassung des Verformungsverhaltens der großen Betonplatten durchgeführt. Der Vergleich von Berechnungsergebnissen mit den Versuchsergebnissen bildete die Verifikation, die teilweise zur weiteren Anpassung führte. Nach der Verifikation des numerischen Modells der großen Betonplatten erfolgten weitere numerische Untersuchungen zur Erfassung des Spannungs- und Rissverhaltens der großen Betonplatten.

### 4.2 Ablauf der Berechnungen

Der Berechnungsablauf gliedert sich in drei Schritte: die Potentialanalyse, die Aufschluss über die Feuchte- bzw. Temperaturverteilung im Bauteil gibt, sowie die lineare und die nicht-lineare Analyse, die das Verformungs- und Spannungsverhalten der Platte beschreiben. Für die Durchführung der Berechnungen werden zwei verschiedene Dateien benötigt. Eine Einlesedatei, die alle Modelleigenschaften beinhaltet, und eine Kommandodatei, welche die Art der Analyse bestimmt, mit der die Rechnung durchgeführt und die Ausgabe gesteuert werden soll. Die Einlesedatei kann zum Teil mittels eines Preprozessors FEMGEN erstellt werden. Dabei können Abmessungen des Modells, Auflagerbedingungen und Netzgenerierung (z. B. Knotenkoordinaten, Elementgröße, Elementtyp) über eine graphische Oberfläche in die Einlesedatei eingeschrieben werden. Materialeigenschaften und Randbedingungen, wie Temperatur, sowie Zeitschritte für die Temperaturbelastung werden manuell in die Datei eingegeben.

#### *Potentialanalyse*

Die Feuchte- bzw. Temperaturverteilung über die Bauteilhöhe wird im Rahmen der Potentialanalyse ermittelt. Alle Eigenschaften des Modells müssen nur einmal festgelegt werden und

stehen für die Durchführung aller weiteren Analysen zur Verfügung. Bei der Wahl des Elementtyps muss darauf geachtet werden, dass im zur Verfügung stehenden Programmpaket nicht alle Elementtypen von den verschiedenen Analysen berücksichtigt werden können, was die Erstellung des Modells und die Übertragung der Dateien erschwert. Im Abschnitt 4.4.3 wird auf die Wahl der Elemente genauer eingegangen.

Die Potentialanalyse befasst sich ausschließlich mit dem Feuchte- bzw. Wärmetransport innerhalb einer Probe. Die Differentialgleichungen (siehe Abschnitt 4.3.1) werden bei der Analyse gelöst. Die Berechnung von Feuchte- und Temperaturverteilungen erfolgt entkoppelt, d. h. ohne wechselseitige Beeinflussung.

Demnach benötigt die Einlesedatei nur die für die Untersuchung der Beanspruchungsart erforderlichen Materialkennwerte. Somit werden für die Potentialanalyse infolge hygrischer Beanspruchung nur Kennwerte wie Feuchteleitfähigkeit, Feuchtespeicherkapazität und Feuchteübergangszahl benötigt. Im Fall einer thermischen Beanspruchung benötigt die Potentialanalyse analog Angaben über die Wärmeleitfähigkeit, Wärmespeicherkapazität sowie den Wärmeübergangszahl. Diese Materialeigenschaften sowie das Ausgangspotential in der Probe werden den entsprechenden Elementen zugewiesen. Mit Hilfe der Steuerungsdatei und in vorher festgelegten Zeitschritten erfolgt dann die Durchführung der Berechnungen. Die Ergebnisse können schließlich grafisch oder tabellarisch im Postprozessor dargestellt werden. Des Weiteren werden alle Ergebnisse und Modelldaten in eine zusätzliche Datei FILOS (FILE Organisation System) geschrieben, die als Grundlage für die weiteren Berechnungen dient.

### ***Lineare Analyse***

Die lineare Analyse dient der Vorbereitung der nichtlinearen Verformungs- und Spannungsanalyse. Das durch die Potentialanalyse errechnete Potential an den Einzelknoten zu den verschiedenen Zeitpunkten wird in der linearen Analyse in eine Dehnung umgewandelt. Deshalb müssen hier Angaben über die Dehnung des Betons infolge hygrischer bzw. thermischer Beanspruchung gemacht werden. Das bereits erstellte FILOS File wird übernommen und mit neuen Ergebnissen erweitert bzw. überschrieben. Der Ermittlung von Verformungen und Spannungen innerhalb der linearen Analyse liegt ein linear-elastisches Materialgesetz zugrunde. Angaben über die mechanischen Eigenschaften wie z. B. Druck-, Zugfestigkeit, E-Modul, Querdehnzahl sowie über das Verhalten der Elemente, welche die mechanische Lagerung simulieren müssen gemacht werden.

### ***Nichtlineare Analyse***

In der nichtlinearen Analyse werden Verformungen und Spannungen unter Berücksichtigung des nichtlinearen Verhaltens des Betons erneut errechnet. Dabei werden die Einflüsse des Kriechens und der Rissbildung erfasst. Da alle benötigten Materialeigenschaften bereits in vorhergehenden Berechnungen festgelegt wurden, ist für die nichtlineare Analyse keine Eingabedatei erforderlich. Zur Durchführung der nichtlinearen Analyse werden das in der linearen Analyse erstellte FILOS File und eine Kommandodatei benötigt. In der Kommandodatei werden der endgültige Berechnungsverlauf und die Ausgabeform festgelegt. Zugehörig sind die Zeit- und Iterationsschritte, Iterationsverfahren und das Konvergenzkriterium.

Da die nichtlineare Analyse sich, je nach Modell, über einen längeren Zeitraum erstrecken kann, empfiehlt es sich, zu verschiedenen Zeitpunkten bzw. nach einer bestimmten Anzahl von Zeitschritten ein FILOS File erstellen zu lassen, um den Aufwand zu minimieren, falls eine Rechnung infolge Divergenz abgebrochen wird. Nach Abschluss einer Berechnung können mit Hilfe eines Postprozessors die Ergebnisse dargestellt, analysiert und weiterverarbeitet werden.

### 4.3 Verwendete Stoffgesetze und Materialkennwerte

#### 4.3.1 Mathematische Beschreibung der Feuchte- und Wärmetransportprozesse

Zur Beschreibung von instationären Feuchte- und Wärmetransportprozessen wurden die Differentialgleichungen 4.1 bis 4.4 verwendet. Zur Berechnung des Feuchtegehalts wurde das Feuchtepotential nach [81] eingeführt.

Feuchtetransport:

$$\lambda_F(\Phi) \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \lambda_F(\Phi) \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} + \lambda_F(\Phi) \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} - C_F \frac{\partial \Phi}{\partial t} = q_F \quad (4.1)$$

mit:

$\lambda_F(\Phi)$	Feuchteleitfähigkeit [mm <sup>2</sup> /Tag]
$\Phi$	Feuchtepotential [-]
$C_F$	Feuchtespeicherung (wird zu 1,0 gesetzt, da das Feuchtepotential in Ansatz gebracht wird)
$q_F$	Feuchtequelle [1/Tag]
$t$	Zeit [Tag]
$x, y, z$	Kartesische Koordinaten

Der Feuchteübergang zwischen Betonoberfläche und Umgebung wird nach Gleichung 4.2 berücksichtigt:

$$\lambda_F(\Phi) \frac{\partial \Phi}{\partial n} = \alpha_{uf} \cdot (\Phi_L - \Phi_0) \quad (4.2)$$

mit:

$\alpha_{uf}$	Feuchteübergangszahl [mm/Tag]
$\Phi_L$	Feuchtepotential der Umgebung (entspricht der Umgebungsfeuchte) [-]
$\Phi_0$	Feuchtepotential an der Oberfläche [-]
$n$	Richtung der Normalen zur Oberfläche

Wärmetransport:

$$\lambda_T \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} + \lambda_T \frac{\partial^2 \theta}{\partial y^2} + \lambda_T \frac{\partial^2 \theta}{\partial z^2} - C_T \frac{\partial \theta}{\partial t} = q_T \quad (4.3)$$

mit:

$\lambda_T$	Wärmeleitfähigkeit [W/(m·K)]
$\theta$	Temperatur [K]
$C_T$	Wärmekapazität [W·h/(m <sup>3</sup> ·K)]
$q_T$	Wärmeenergie [W/(m <sup>3</sup> ·K)]

Der Wärmeübergang zwischen der Betonoberfläche und der umgebenden Außenluft wird durch Gleichung 4.4 beschrieben:

$$\lambda_T \frac{\partial \theta}{\partial n} = \alpha_{uT} \cdot (\theta_L - \theta_0) \quad (4.4)$$

mit:

$\alpha_{uT}$	Wärmeübergangszahl [m <sup>2</sup> ·W/K]
$\theta_L$	Lufttemperatur [K]
$\theta_0$	Oberflächentemperatur [K]
$n$	Richtung der Normalen zur Oberfläche

Mit Hilfe des Programms DIANA [24] konnten die Differentialgleichungen gelöst werden. Dabei erfolgte die Berechnung von Feuchte- und Temperaturverteilungen – bedingt durch das Programm – entkoppelt, d. h. ohne wechselseitige Beeinflussung.

### 4.3.2 Hygrische Materialkennwerte

#### 4.3.2.1 Feuchteleitfähigkeit

Bei der Bestimmung der Feuchteleitfähigkeit wurde der Ansatz von Kießl [81] herangezogen. In den numerischen Untersuchungen wurde zwischen zwei verschiedenen Bereichen unterschieden. Der erste Bereich simulierte die Lagerung in der Luft und wurde zwischen Feuchtepotential 0 bis 1,0 angegeben. Der zweite Bereich handelte von der Wasseraufnahme und dem zugehörigen Quellen des Betons und erstreckte sich zwischen Feuchtepotential 1,0 bis 1,15.

Die im numerischen Modell verwendete Feuchteleitfähigkeit des Betons setzt sich aus dem Anteil für den kapillaren Flüssigkeitstransport infolge eines Wassergehaltsgradienten (FKU) und dem Anteil für die Dampfdiffusion infolge eines Dampfpartialdruckgradienten (FDP) zusammen (siehe Abbildung 4.1). Abbildung 4.1 zeigt die hygrische Feuchteleitfähigkeit für zwei verschiedene Betone. Darin ist deutlich erkennbar, dass die Feuchteleitfähigkeit wesentlich durch FKU bestimmt wird. Deshalb musste für den verwendeten Beton der Anteil FKU ermittelt werden. In Anlehnung an Kießl [81] und mit Hilfe der im Rahmen der experimentellen Untersuchungen erfassten Sorptionsisothermen (siehe Abschnitt 3.7.5) wurde die Feuchteleitfähigkeit des verwendeten Betons bestimmt, welcher eine Sättigungsfeuchte von  $u_f = 11,2$  Vol.-% aufwies. Da der Einfluss des Anteils für die Dampfdiffusion infolge eines Dampfpartialdruckgradienten (FDP) auf die gesamte Feuchteleitfähigkeit des Betons sehr gering ist, erfolgte die Ermittlung von FDP des verwendeten Betons näherungsweise nach Abbildung 4.1. Dabei wurde die Kurve FDP, Beton 2 (Sättigungsfeuchte 11,5 Vol.-%) gewählt, was der Sättigungsfeuchte von 11,2 Vol.-% des verwendeten Betons eher entspricht.

Durch die Ermittlung der Gleichung 4.5 der FKU-Verläufe der von Kießl untersuchten Betone konnte ein Zusammenhang zwischen dem Feuchtepotential und FKU hergestellt werden.

$$FKU = 5 \cdot 10^{-9} \cdot e^{c \cdot u/u_f} \quad [m^2/h] \quad (4.5)$$

mit:

FKU Hygrische Leitfähigkeit für den kapillaren Flüssigkeitstransport

$u/u_f$  Aktuelle Feuchte/Sättigungsfeuchte

c Faktor in Abhängigkeit von der Sättigungsfeuchte:

$$c = 9,85 \text{ für } u_f = 13,0 \text{ Vol.-%}$$

$$c = 8,71 \text{ für } u_f = 11,5 \text{ Vol.-%}$$

Wobei folgendes Verhältnis gilt, siehe Gl. 4.6:

$$c_{(u_f=11,5\%)} / c_{(u_f=13\%)} = u_{f(11,5\%)} / u_{f(13\%)} \quad (4.6)$$

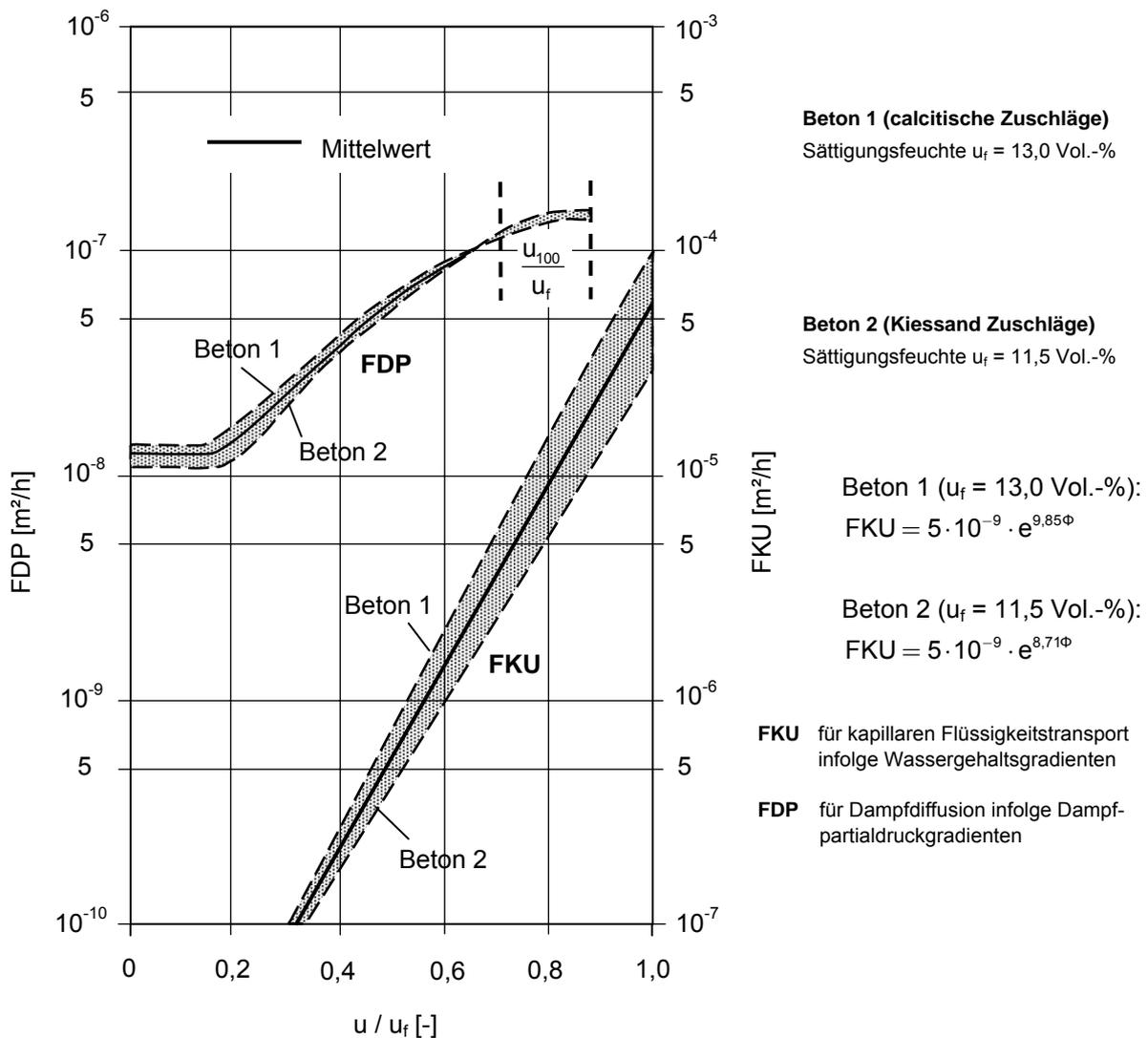


Abb. 4.1: Hygrische Leitfähigkeiten nach Kießl [81]

Aus Gleichung 4.5 wird deutlich, dass der Faktor  $c$  zu ermitteln ist. Mit Gleichung 4.7 ergibt sich für den verwendeten Beton mit einer Sättigungsfeuchte  $u_f = 11,2$  Vol.-% Folgendes:

$$c_{(u_f=11,2\%)} = c_{(u_f=13\%)} \cdot u_{f(11,2\%)} / u_{f(13\%)} = 9,85 \cdot 11,2 / 13 = 8,486 \quad (4.7)$$

Zur Berechnung des Koeffizienten FKU wurde anschließend Gleichung 4.8 verwendet:

$$FKU = 5 \cdot 10^{-9} \cdot e^{8,486 \cdot u / u_f} \quad (4.8)$$

In Abbildung 4.2 ist der FKU-Verlauf des verwendeten Betons mit einer Sättigungsfeuchte  $u_f = 11,2$  Vol.-% dargestellt. Des Weiteren sind FKU-Verläufe von zwei Betonen ( $u_f = 11,5$  Vol.-% und  $u_f = 13,0$  Vol.-%) angegeben, die von Kießl untersucht wurden [81].

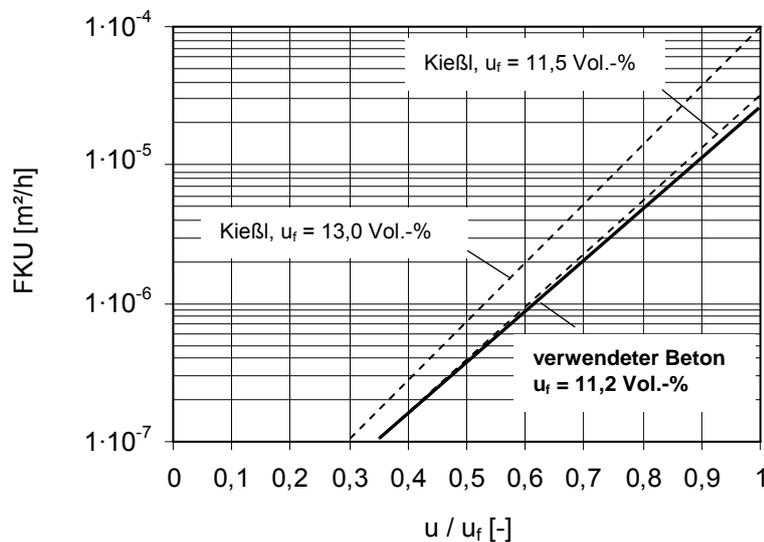


Abb. 4.2: Hygrische Leitfähigkeit für den kapillaren Flüssigkeitstransport infolge Wassergradienten (FKU) des verwendeten Betons sowie für zwei weitere Betone nach [81]

Bei numerischen Untersuchungen zur Bestimmung der gravimetrischen Feuchteverteilung wurde der Verlauf der Sorptionsisothermen zwischen Feuchtepotential 1,0 und 1,15 ermittelt. In Abbildung 3.40, Abschnitt 3.7.5 wurde zunächst der Verlauf als linear angenommen, was bei den numerischen Untersuchungen zu sehr großen Abweichungen zwischen den Ergebnissen des FE-Modells und den Versuchsergebnissen führte. Mit Hilfe der gemessenen Porengrößenverteilung (siehe Anhang, Abb. A 3.18 und Abb. A 3.19) konnte festgestellt werden, dass auf Grund der größeren Anzahl der groben Poren im verwendeten Beton eine hohe Aufnahme der Feuchtigkeit erst ab Feuchtepotential  $\Phi = 1,0$  stattfindet. Die von Kießl untersuchten Betone besitzen eine größere Anzahl an feineren Poren (siehe Kießl [81] und Hundt [78]), wodurch sich bereits ab Feuchtepotential  $\Phi = 0,9$  eine hohe Aufnahme der Feuchtigkeit einstellt.

In den hygrischen numerischen Untersuchungen wurden die in Abbildung 4.3 (links) dargestellten Sorptionsisothermen verwendet. Der zunächst angenommene lineare Verlauf der Sorptionsisothermen zwischen Feuchtepotential 1,0 und 1,15 wurde auf Grund von Verglei-

chen zwischen Versuchsergebnissen und Ergebnissen der numerischen Untersuchungen angepasst. In Anlehnung an Kießl [81] und mit Hilfe von Abbildung 4.2 und Abbildung 4.3 (links) wurde die Feuchteleitfähigkeit ( $\lambda_F(\Phi) = \text{FKU} + \text{FDP}$ ) des verwendeten Betons mit einer Sättigungsfuchte von  $u_f = 11,2$  Vol.-% ermittelt (siehe Abbildung 4.3, rechts). Der Feuchteleitfähigkeit zwischen Feuchtpotential  $\Phi = 0,3$  bis  $\Phi = 0,95$  und bei Feuchtpotential  $\Phi = 1,15$  liegt der Mittelwert der gemessenen Sorptionsisothermen (Adsorption und Desorption, siehe Abbildung 3.40) zugrunde.

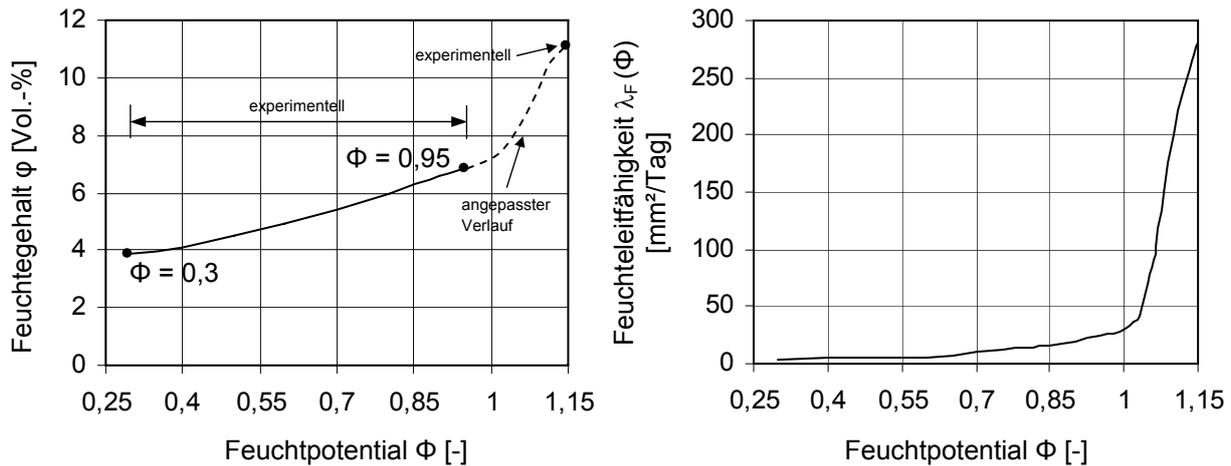


Abb. 4.3: Die in den numerischen Untersuchungen verwendeten Sorptionsisothermen (links) und die Feuchteleitfähigkeit des Betons in Abhängigkeit vom Feuchtpotential (rechts)

#### 4.3.2.2 Feuchtedehnung und Feuchteübergang

Es wurde bei der Bestimmung des Stoffgesetzes für die Feuchtedehnung des Betons zwischen Schwinden und Quellen unterschieden. Für das Schwinden zwischen Feuchtpotential  $\Phi = 0,3$  und  $\Phi = 1,0$  wurde nach CEB-FIP Model Code 1990 [19] die hygrische Dehnfunktion für einen Beton mit der Festigkeitsklasse C25/30, welcher der Güte des verwendeten Betons entspricht, ermittelt (siehe hierzu [96]). Abbildung 4.4, links zeigt die nach MC 90 abgeleitete Feuchtedehnfunktion für den Bereich zwischen Feuchtpotential  $\Phi = 0,3$  und  $\Phi = 1,0$ .

Zur Erfassung des Quellens zwischen Feuchtpotential  $\Phi = 1,0$  und  $\Phi = 1,15$  wurden die Ergebnisse der durchgeführten experimentellen Untersuchungen herangezogen (siehe Abschnitt 3.7.10). Das Endquellmaß des Betons wurde mit 0,3 ‰ angesetzt. Diesem Wert wurde ein Feuchtpotential von  $\Phi = 1,15$  (drucklose Feuchteaufnahme) zugewiesen. Da der Verlauf der hygrischen Dehnfunktion für das Quellen experimentell nicht bestimmt werden kann, musste zu seiner Ermittlung auf numerische Methoden zurückgegriffen werden. Dabei wurden die Ergebnisse der im Rahmen der Parallelversuche gemessenen Dehnungen über die Querschnittshöhe von Vollzylindern mit den Ergebnissen aus den numerischen Untersuchungen verglichen und der Verlauf der hygrischen Dehnfunktion dementsprechend durch sukzessive Anpassung iterativ bestimmt. Abbildung 4.4, rechts zeigt die hygrische Dehnfunktion des verwendeten Betons für das Quellen ( $\Phi$  zwischen 1,0 und 1,15), die durch ein starkes nichtlineares Verhalten geprägt ist.

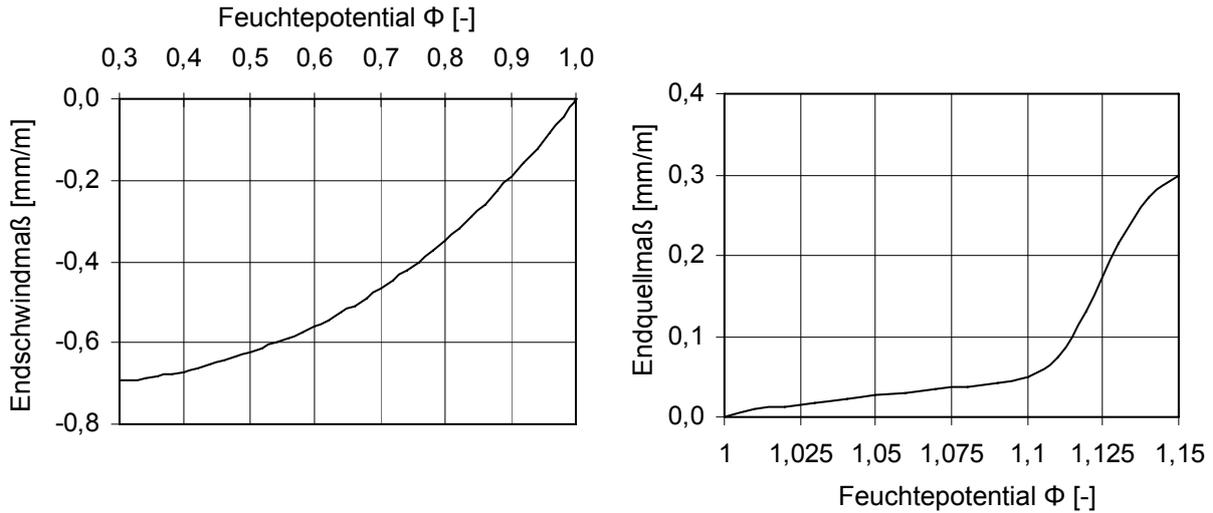


Abb. 4.4: Nach CEB-FIP Model Code 1990 [19] abgeleitete hygri- sche Dehnfunktion für den verwendeten Beton das Schwinden (links) und das Quellen (rechts)

Die durch Änderung des Feuchtpotentials  $\Delta\Phi$  entstehenden Schwind- und Quellverformun- gen  $\Delta\varepsilon_s$  wurden nach Gleichung 4.9 berechnet (siehe hierzu [96] und [106]):

$$\Delta\varepsilon_s(\Phi) = \kappa_s(\Phi) \cdot \Delta\Phi \tag{4.9}$$

mit:

$\kappa_s(\Phi)$  Feuchtedehnzahl [-]

Die Feuchtedehnzahl  $\kappa_s(\Phi)$  wurde aus der Steigung der in Abbildung 4.4 dargestellten hygri- schen Dehnfunktion ermittelt. In Abbildung 4.5 ist die Feuchtedehnzahl für den Schwindbe- reich (links) und Quellbereich (rechts) dargestellt. Bei den numerischen Untersuchungen wurde ein Anfangsfeuchtpotential  $\Phi = 1,0$  in Anlehnung an die Versuchsergebnisse ange- nommen.

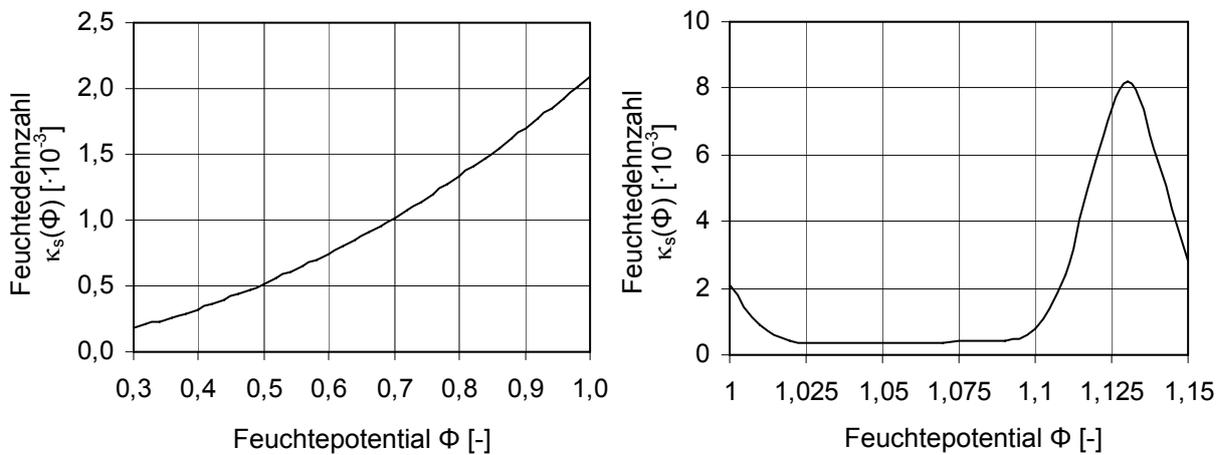


Abb. 4.5: Feuchtedehnzahl des verwendeten Betons im Schwindbereich (links) und im Quellbe- reich (rechts)

Die Feuchteübergangszahl beschreibt den Feuchteausaustausch zwischen der Betonoberfläche und der Umgebung. Auf die experimentelle Bestimmung der Feuchteübergangszahl wurde im Rahmen dieses Forschungsprojekts verzichtet. Es wurde auf die in der Literatur angegebenen Werte zurückgegriffen (siehe Abschnitt 2.3.1). Bei den numerischen Berechnungen wurde die Angabe von Alvaredo [2] verwendet. Danach wurde eine konstante Feuchteübergangszahl von  $\alpha_{\text{üF}} = 5 \text{ mm/Tag}$  angenommen. Eine direkte Wasseraufnahme an der Unterseite der Platten konnte durch die Erhöhung der Feuchteübergangszahl auf ein Maximum ( $9 \cdot 10^9 \text{ mm/Tag}$ ) simuliert werden. Diese Feuchteübergangszahl wurde im Rahmen von numerischen Voruntersuchungen ermittelt.

### 4.3.3 Thermische Materialkennwerte

Zur Durchführung der thermischen numerischen Untersuchungen wurden Angaben über die Wärmeleitfähigkeit, Wärmekapazität und Wärmedehnzahl des Betons benötigt. Bei der Simulation der durchgeführten Versuche an den großen Betonplatten wurden die gemessenen Temperaturverläufe an der Ober- bzw. Unterseite der Platte in das numerische Modell direkt eingegeben. Dabei wurde den einzelnen Finiten Elementen an der jeweiligen Oberfläche die gemessene Temperatur zum entsprechenden Zeitpunkt zugewiesen. Somit konnte auf die Verwendung einer Wärmeübergangszahl verzichtet werden.

#### *Wärmeleitfähigkeit*

In der Literatur wird häufig die Wärmeleitfähigkeit des Betons zu  $\lambda_T = 2,1 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$  angenommen (siehe Abschnitt 2.2.1). Dies trifft nicht bei allen Betonen zu, da die Wärmeleitfähigkeit von mehreren Parametern abhängt. Diese sind im Wesentlichen die Porosität und die Zuschlagsart. Der Hydratationsgrad sowie der Feuchtegehalt beeinflussen ebenfalls die Wärmeleitfähigkeit von Beton. Es wurde bei den numerischen Untersuchungen ein konstanter Wert der Wärmeleitfähigkeit von  $\lambda_T = 1,8 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$  in Anlehnung an [78] angenommen. Dieser Wert wurde im Rahmen von numerischen Voruntersuchungen festgelegt.

Aus programmtechnischen Gründen [24] wurde der Einfluss des Feuchtegehalts auf die Wärmeleitfähigkeit vernachlässigt. Die Berechnung von Temperaturverteilungen erfolgte also entkoppelt, d. h. ohne die Beeinflussung durch die Feuchte. In [109] wurden numerische Berechnungen mit unterschiedlichen Wärmeleitfähigkeitszahlen sowohl für einen trockenen als auch einen feuchten Beton innerhalb eines Querschnitts durchgeführt. Dabei wurde festgestellt, dass der Einfluss der unterschiedlichen Wärmeleitfähigkeitszahlen auf die Temperaturgradienten gering war.

#### *Wärmekapazität*

In Anlehnung an CEB-FIP Model Code 1990 [19] und Hundt [78] wurde in den numerischen Untersuchungen für die Wärmespeicherkapazität  $C$  ein konstanter Wert von  $2,3 \cdot 10^6 \text{ [J/(m}^3\cdot\text{K)]}$  über die Querschnittshöhe angesetzt.

### Wärmedehnung

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen wurde die Wärmedehnzahl des Betons bestimmt [132] (siehe Abschnitt 3.7.8). Der hierbei ermittelte Kennwert von  $1,06 \cdot 10^{-5} \text{ 1/K}$  wurde in den numerischen Untersuchungen angesetzt.

### 4.3.4 Mechanische Stoffgesetze

#### 4.3.4.1 Bruchverhalten und Rissbildung

Im Rahmen der numerischen Untersuchungen wurde das Verhalten des Betons während der Rissbildung wirklichkeitsnah berücksichtigt. Dabei wurde das von Bažant und Oh entwickelte Crack Band Model [7] verwendet (siehe Abschnitt 2.5.3).

Numerische Voruntersuchungen zeigten zunächst, dass rechnerisch relativ große tiefe Risse auftraten. Diese führten dazu, dass sich die Platten infolge der größeren Rissbildung an der Oberseite und des damit verbundenen Steifigkeitsverlusts zurückverformten, was jedoch bei den durchgeführten Versuchen (siehe Abschnitt 3.3.6) nicht festgestellt wurde. Es wurde schließlich festgestellt, dass die Lage des Knickpunkts nach MC 90 nicht übernommen werden kann, da den Formeln des MC 90 eine Bruchenergie zugrunde liegt, die wesentlich kleiner als die der Versuche ist (siehe Abschnitt 3.7.2).

In das numerische Modell wurde schließlich das in Abbildung 4.6 dargestellte angepasste Diagramm mit den angegebenen Mittelwerten der erfassten Zugfestigkeit, des E-Moduls und der Bruchenergie zur Beschreibung des Verhaltens von Beton unter Zugbeanspruchung implementiert. Die Ermittlung der kritischen Rissweiten erfolgte nach den in Abbildung 4.6 angegebenen korrigierten Formeln.

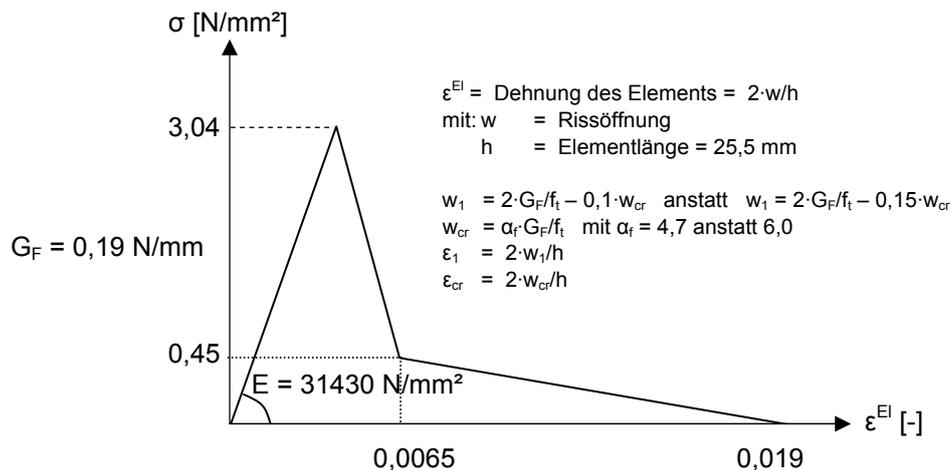


Abb. 4.6: Formulierung des Stoffgesetzes (Spannungs-Dehnungs-Beziehung) für den verwendeten Beton unter Verwendung des „Crack Band Model“

### 4.3.4.2 Heterogenität des Betons

Um den Einfluss der Heterogenität des Betons auf das Verformungs- und Spannungsverhalten zu berücksichtigen, wurden in Anlehnung an [99] die Zug- und Druckfestigkeit, der E-Modul und die damit variierende Bruchenergie unter Zugrundelegung der Normalverteilung (Gauss-Verteilung) in das numerische Modell eingegeben (siehe Abbildung 4.7). Die Zuordnung der Kennwerte zu den einzelnen Elementen erfolgte mit Hilfe eines Zufallsgenerators unter der Verwendung des Programms R Version 1.7.1 [118]. Wie in [99] aufgezeigt, wurden die Elemente in neun Gruppen unterteilt.

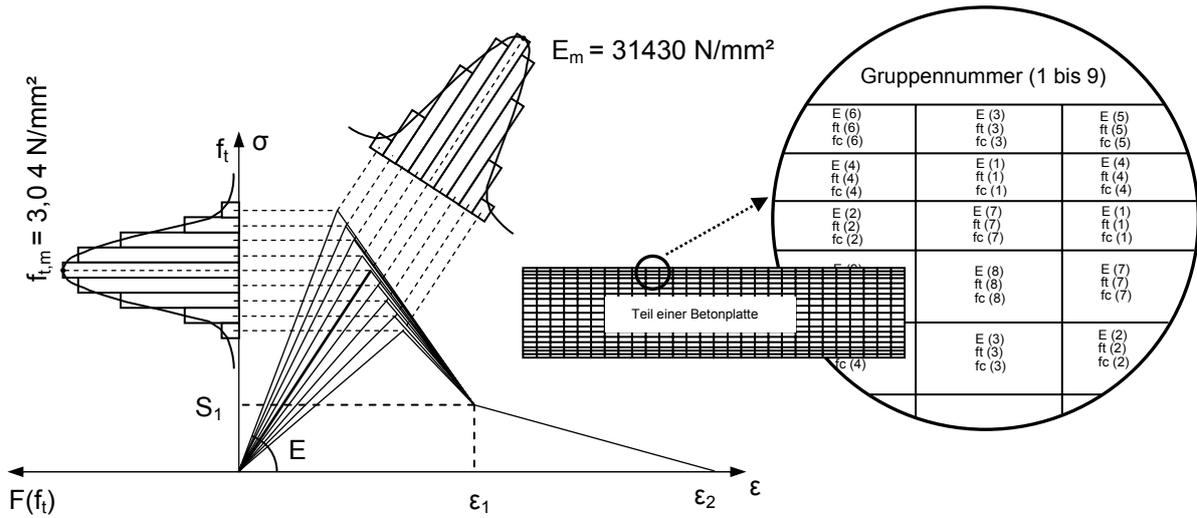


Abb. 4.7: Berücksichtigung der Heterogenität im numerischen Modell

Das Kriterium für die Rissbildung bildete die in Abbildung 4.8 dargestellte "Tension cut-off" Beziehung [24]. Demnach erfolgt eine Rissbildung unmittelbar nach Überschreitung eines kritischen Werts der Zugfestigkeit des Betons ( $f_t$ ) in der jeweiligen Elementgruppe.

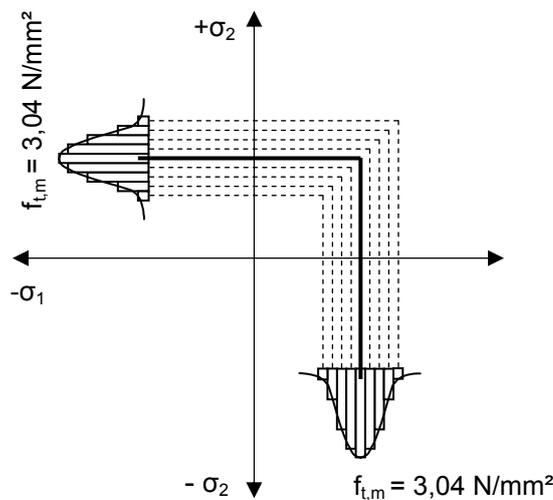


Abb. 4.8: "Tension cut-off" - Kriterium für die Rissbildung bei ebenen Spannungszuständen unter Berücksichtigung der Heterogenität des Betons

#### 4.3.4.3 Viskoelastisches Verformungsverhalten des Betons

Das viskoelastische Verformungsverhalten wurde in den numerischen Untersuchungen unter Verwendung des Modells nach CEB-FIP Model Code 1990 [19] berücksichtigt.

Dieses Modell zur Vorhersage des Kriechens und Schwindens ist grundsätzlich für normale Betone mit einer Druckfestigkeit ( $f_{ck}$ ) zwischen 12 und 80 N/mm<sup>2</sup> unter einer Druckspannung  $|\sigma_c| < 0,4 \cdot f_{cm}(t_0)$  in einer Umgebung mit einer relativen Feuchte zwischen 40 und 100 % und einer Temperatur zwischen 5 und 80 °C gültig.

Zu den Merkmalen des Ansatzes des CEB-FIP Model Code 1990 gehören:

- Dem Modell liegt ein Produktansatz zugrunde
- Es wird zwischen Grund- und Trocknungskriechen unterschieden
- Der Ansatz berücksichtigt Alterungsprozesse des Betons
- Der Ansatz kann numerisch mit Hilfe der Kelvin- bzw. Maxwellreihe beschrieben werden

Die Gesamtdehnung  $\varepsilon_c(t)$  zum Zeitpunkt  $t$  eines Bauteils bei konstanten Umgebungsbedingungen, welches ab dem Zeitpunkt  $t_0$  mit einer Spannung  $\sigma_c(t_0)$  beansprucht wurde, wird nach Gleichung 4.10 wie folgt berechnet:

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t, t_0) + \varepsilon_{cs}(t, t_s) \quad (4.10)$$

mit:

$\varepsilon_{ci}(t_0)$	Elastische Dehnung
$\varepsilon_{cc}(t, t_0)$	Kriechdehnung
$\varepsilon_{cs}(t, t_s)$	Dehnungsanteil infolge Schwindens ab dem Zeitpunkt $t_s$

Zur Berechnung der Kriechdehnung  $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$  zum Zeitpunkt  $t$  ab Belastungsbeginn  $t_0$  gilt Gleichung 4.11:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varepsilon_{ci,28} \cdot \varphi(t, t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{c0}} \cdot \varphi(t, t_0) \quad (4.11)$$

mit:

$\varepsilon_{ci,28}$	Elastische Dehnung von Beton im Alter von 28 Tagen	
$\varphi(t, t_0)$	Kriechzahl	[-]
$\sigma_c(t_0)$	Kriechspannung bei Belastungsbeginn	[N/mm <sup>2</sup> ]
$E_{c0}$	Tangenten-Elastizitätsmodul des Betons im Alter von 28 Tagen	[N/mm <sup>2</sup> ]

Zur Ermittlung von lastabhängigen Verformungen  $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$  gilt Gleichung 4.12:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \sigma_c(t_0) \left[ \frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c0}} \right] = \sigma_c(t_0) \cdot J(t, t_0) \quad (4.12)$$

mit:

$$\begin{aligned} J(t, t_0) & \quad \text{Kriechfunktion} & [10^{-6}/\text{N}/\text{mm}^2] \\ E_c(t_0) & \quad \text{E-Modul zum Belastungsalter } t_0 & [\text{N}/\text{mm}^2] \end{aligned}$$

Die Kriechfunktion kann unter Anwendung der Kriechzahl  $\varphi(t, t_0)$  nach Gleichung 4.13 ausgedrückt werden:

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E_{c0}} \cdot [n(t) + \varphi(t, t_0)] \quad (4.13)$$

In Gleichung 4.13 bezeichnet  $n(t_0) = E_{c0} / E_c(t_0)$  den Kehrwert der Alterungsfunktion für die elastische Verformung bzw. den E-Modul.

Die Kriechzahl  $\varphi(t, t_0)$ , die nach Gl. 4.11 den Quotienten aus Kriechverformung und elastischer Verformung darstellt, wird nach Gleichung 4.14 unter Berücksichtigung der Umgebungsbedingungen, Alterung und Bauteilabmessungen berechnet, auf eine ausführliche Darstellung wird nicht näher eingegangen.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t - t_0) \quad (4.14)$$

mit:

$$\begin{aligned} \varphi_0 & \quad \text{Grundwert der Kriechzahl gemäß [19]} \\ \beta_c(t - t_0) & \quad \text{Koeffizient zur Beschreibung der zeitlichen Entwicklung der Kriechfunktion gemäß [19]} \end{aligned}$$

Für variable Spannungen und Dehnungen kann das Superpositionsprinzip angewandt werden. Unter Berücksichtigung der obigen Gleichungen kann die Kriechdehnung nach folgender Gleichung 4.15 formuliert werden:

$$\varepsilon_c(t, t_0) = \sigma_c(t_0) \cdot J(t, t_0) + \int_{t_0}^t J(t, \tau) \frac{\partial \sigma_c(\tau)}{\partial \tau} d\tau + \varepsilon_{cs}(t, t_s) \quad (4.15)$$

Zur Beschreibung des Kriechverhaltens von Beton wird im numerischen Modell der Ansatz des CEB-FIP Model Code 1990 [19] angewandt, welcher im FE-Programm DIANA [24] implementiert ist. Dabei wird der Ansatz mit Hilfe einer Kelvin-Reihe beschrieben [24], [105].

### 4.3.5 Zusammenstellung der Materialkennwerte

In den numerischen Untersuchungen wurden die im Rahmen der Versuche ermittelten Kennwerte berücksichtigt. Tabelle 4.1 gibt einen Überblick über die verwendeten mechanischen und physikalischen Kennwerte des Betons.

Tab. 4.1: Zusammenstellung der in den numerischen Untersuchungen verwendeten mechanischen und physikalischen Kennwerte des Betons

Materialeigenschaft	Größe
Mittlere Druckfestigkeit nach 28 Tagen	30,7 N/mm <sup>2</sup>
Mittlere zentrische Zugfestigkeit nach 28 Tagen	3,04 N/mm <sup>2</sup>
Mittlerer E-Modul nach 28 Tagen	31430 N/mm <sup>2</sup>
Bruchenergie	0,19 N/mm
Querdehnzahl	0,2
Kriechen	MC 1990
Belastungsalter (hygrische Beanspruchung)	7 Tage
Belastungsalter (thermische Beanspruchung)	550 Tage
Feuchteleitfähigkeit	siehe Abbildung 4.3
Feuchtedehnzahl	siehe Abbildung 4.5
Feuchteübergangszahl zu Luft	5 mm/Tag
Feuchteübergangszahl zu Wasser	9·10 <sup>9</sup> mm/Tag
Anfangsfeuchtepotential	1,0
Endquellmaß	0,3 ‰
Endschwindmaß bei 30 % r. F.	0,7 ‰
Wärmedehnzahl	1,06 · 10 <sup>-5</sup> 1/K
Wärmeleitfähigkeit	1,8 W/mK
Wärmekapazität	640 Wh/m <sup>3</sup> K

## 4.4 Kalibrierung und Verifizierung des numerischen Modells

### 4.4.1 Allgemeines

Im Rahmen der Parallelversuche wurden Untersuchungen zur Bestimmung von Verformungen kleiner Probekörper (Zylinder und Balken) infolge hygrischer und thermischer Beanspruchung durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen wurden zur Kalibrierung des numerischen Modells herangezogen. Dabei wurden numerische Untersuchungen an kleinen FE-Modellen der kleinen Probekörper durchgeführt. Durch den Vergleich der Ergebnisse der Parallelversuche mit denen der zugehörigen numerischen Untersuchungen konnten die verwendeten hygrischen Stoffgesetze und die zugehörigen Materialkennwerte überprüft werden. Für die Überprüfung der thermischen Materialkennwerte wurden die Ergebnisse der großen Platten direkt herangezogen (siehe Abschnitt 4.5.6). Zur Verifikation des numerischen Modells wurden nur die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen an den großen Betonplatten herangezogen.

### 4.4.2 FE-Modell der kleinen Probekörper

Die Diskretisierung der untersuchten kleinen Probekörper, Vollzylinder ( $\varnothing 150 \text{ mm}$ ,  $h = 260 \text{ mm}$ ) und Balken ( $l \times b \times h = 700 \times 150 \times 260 \text{ mm}^3$ ), erfolgte mit Hilfe eines zweidimensionalen FE-Netzes (Abbildung 4.9). Es wurden dabei die gleichen Elementtypen, die beim FE-Modell der großen Betonplatten (siehe Abschnitt 4.4.3) verwendet wurden, eingesetzt.

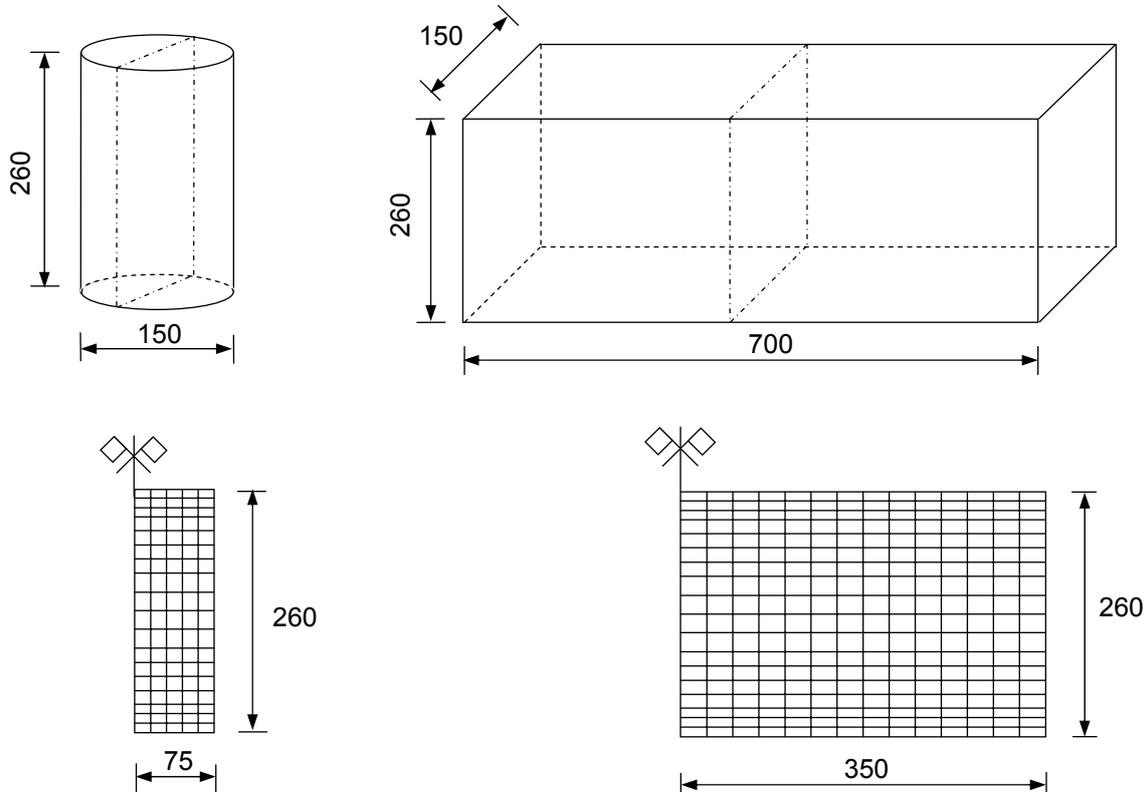


Abb. 4.9: Darstellung des FE-Netzes der kleinen Probekörper, Maße in [mm]

### 4.4.3 FE-Modell der großen Betonplatten

Im Vorfeld durchgeführte numerische Voruntersuchungen dienten hauptsächlich zur Optimierung des erstellten FE-Modells hinsichtlich Netzverfeinerung, Iterationsschritte, Iterationsverfahren, numerischer Stabilität und Rechenzeit. Als besonders kritisch im Hinblick auf die Konvergenz der numerischen Lösungsverfahren erwiesen sich die Simulation der plötzlichen Befeuchtung der Unterseite und die thermische Schockbeanspruchung der Oberseite.

In Abbildung 4.10 ist das verwendete FE-Netz schematisch dargestellt. Zur Verminderung der Elementanzahl und des damit verbundenen Rechenaufwands wurde im Hinblick auf die Symmetrie nur die Hälfte einer Betonplatte nachgebildet. Zu den Außenseiten der Platte hin erfolgte eine feine Diskretisierung des FE-Netzes, die sich aufgrund von Voruntersuchungen ergab. Die Materialeigenschaften wurden isoparametrischen 8-Knoten-Rechteckelementen zugewiesen. Aufgrund der Plattenabmessungen und bei der Vernachlässigung der Querdehnung in Querrichtung wurde von einem ebenen Spannungszustand ausgegangen. Damit wurde vorausgesetzt, dass sich Spannungen nur in Plattenebene aufbauen können. Die Simulation der Lagerung der Platten bzw. des Untergrunds erfolgte über an der Unterseite durchgehend angebrachte 3-Knoten-Interfaceelemente. Die Lagerung der Platte war auf Druck starr, ein Abheben der Platte nach oben wurde jedoch nicht behindert. Um Verformungen in Plattenlängsrichtung zu ermöglichen, wurde den Interfaceelementen eine kleine Schubsteifigkeit zugewiesen, die der Lagerung auf den Querträgern entspricht (siehe Abbildung 3.1). Zur Simulation der Konvektion zwischen Außenumgebung und Beton kamen an der Ober- und Unterseite der Platte zusätzliche Boundaryelemente zur Anwendung.

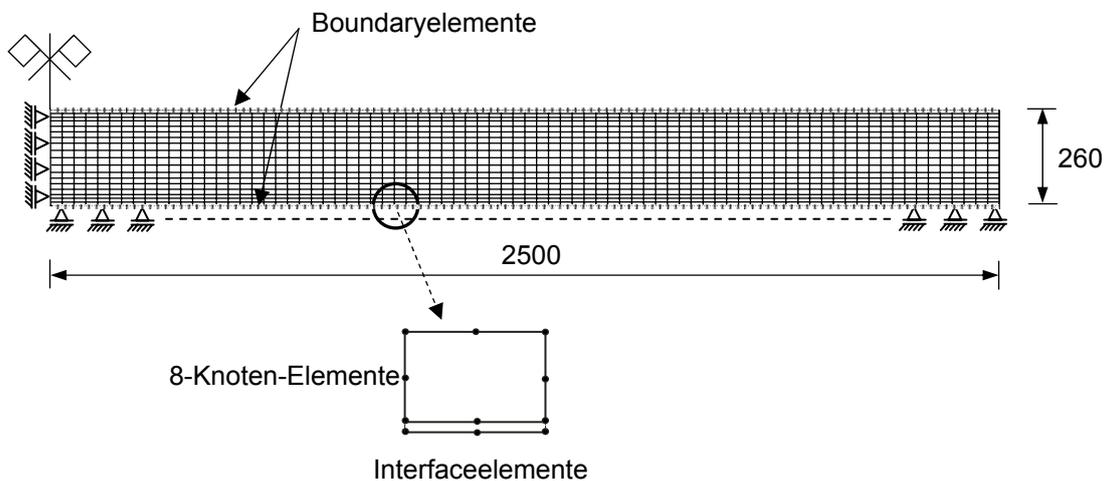


Abb. 4.10: FE-Netz der Hälfte einer Betonplatte, Maße in [mm]

Zur Durchführung der nichtlinearen Berechnungen wurde das modifizierte Newton-Raphson-Verfahren angewandt. Bei diesem Verfahren wird die Tangentensteifigkeitsmatrix nur zu Beginn eines Berechnungszeitschritts aufgestellt und innerhalb einer Iteration konstant gehalten [24]. Dieses Iterationsverfahren benötigt mehr Iterationsschritte zur Lösung des Kräftegleichgewichts im Vergleich zum üblichen Newton-Raphson-Verfahren, es hat sich aber im Rahmen von numerischen Voruntersuchungen, vor allem bei plötzlicher Befeuchtung der Unterseite und bei thermischer Schockbeanspruchung, als geeigneter erwiesen.

Die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen werden im Folgenden mit den entsprechenden Versuchsergebnissen verglichen. Die numerischen Untersuchungen zu den großen Betonplatten unter hygrischer Beanspruchung beschränkten sich auf die Berechnung eines Zeitraums von einem Jahr, was im Hinblick auf die Verifikation des numerischen Modells als ausreichend betrachtet wurde. Nach der Überprüfung des Maßes der Übereinstimmung der Verformung zwischen den Versuchsergebnissen und den Ergebnissen der numerischen Untersuchungen wurden die zugehörigen Spannungen ermittelt.

#### 4.4.4 Vergleich zwischen den Ergebnissen der Versuche und der Numerik

Abbildung 4.11 zeigt einen Vergleich repräsentativer Ergebnisse zwischen den experimentell bestimmten und numerisch errechneten Dehnungen über die Zylinderhöhe im Betonalter von drei Wochen und 6 Monaten. Die Zylinderproben waren nach einwöchiger Nachbehandlungsdauer der Austrocknung (50 % r. F.) an der Oberseite ausgesetzt. Die Befeuchtung der Unterseite erfolgte im Betonalter von zwei Wochen.

In Abbildung 4.11 ist das Streuband der Messergebnisse dargestellt. Eine gute Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen der Versuche und der Numerik lässt sich erkennen. Der numerisch ermittelte Verlauf der Dehnungen im Betonalter von drei Wochen liegt innerhalb des Streubands der Messergebnisse. Im Alter von 6 Monaten wurde eine geringe Abweichung an der Oberfläche festgestellt.

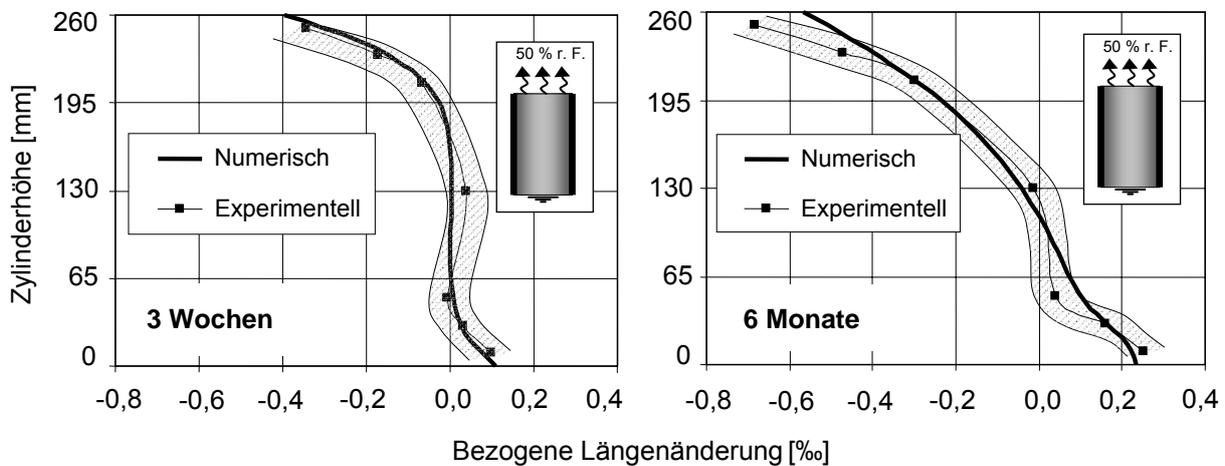


Abb. 4.11: Vergleich zwischen den Ergebnissen der experimentell bestimmten (Mittelwert und Streuband) und numerisch errechneten Dehnungen über die Höhe einer Zylinderprobe im Alter von drei Wochen sowie von 6 Monaten

Ein Vergleich zwischen den Versuchsergebnissen und den Ergebnissen der numerischen Berechnung der vertikalen Verformungen von kleinen Balken, die an der Unterseite befeuchtet bzw. versiegelt und in einer Umgebung mit einer relativen Feuchte von 50 % gelagert waren, ist in Abbildung 4.12 dargestellt.

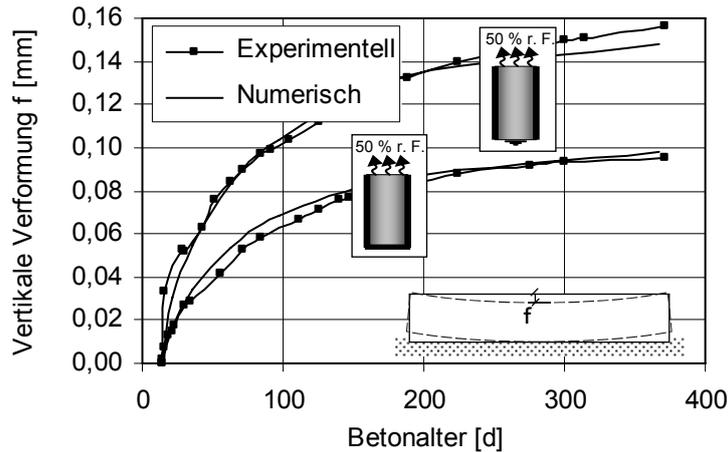


Abb. 4.12: Vergleich zwischen den Ergebnissen der experimentell bestimmten und numerisch errechneten Verläufe der vertikalen Verformungen an den Enden kleiner Betonbalken unter verschiedenen Lagerungsbedingungen (unten nass bzw. unten versiegelt, oben 50 % r. F.)

Aus Abbildung 4.13 ist erkennbar, dass eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den Verläufen der vertikalen Verformungen an den Enden der Platten 1 und 2 gegeben ist, was auf die Genauigkeit des kalibrierten bzw. verifizierten numerischen Modells schließen lässt. Aus diesem Ergebnis lässt sich vor dem Hintergrund der Verwendung wirklichkeitsnaher Materialgesetze auch schließen, dass die rechnerisch ermittelten Feuchteverteilungen bzw. Feuchtegradienten und die hieraus resultierenden Spannungen über die Querschnittshöhe zutreffend sind.

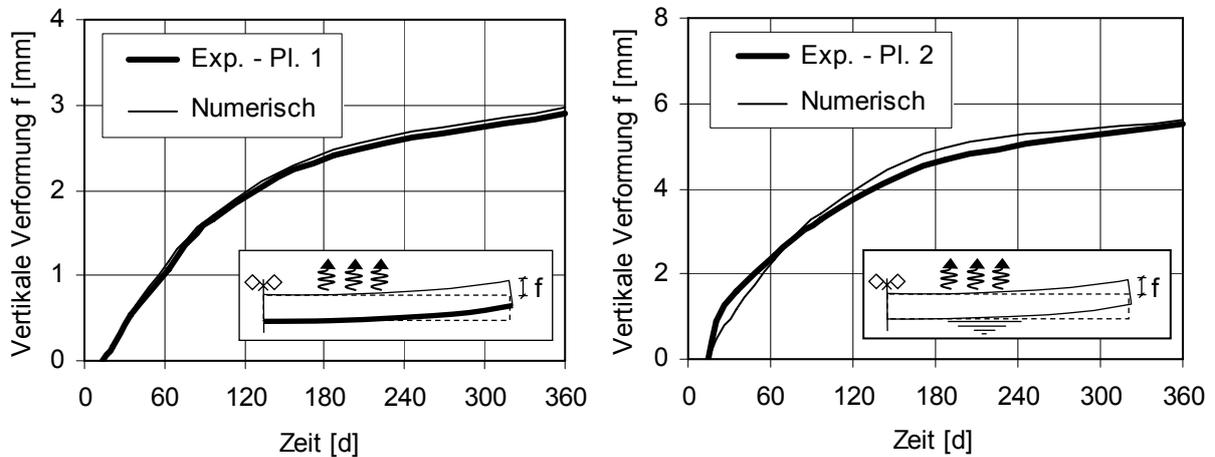


Abb. 4.13: Vergleich zwischen dem im Versuch beobachteten Verlauf der mittleren vertikalen Verformungen an den Enden der Platten 1 und 2 und dem Verlauf nach der numerischen Berechnung

Die experimentellen thermischen Untersuchungen wurden an durch hygrische Beanspruchung vorverformten (aufgeschüsselten) Betonplatten durchgeführt. Da das verwendete FE-Programm keine kombinierten hygrischen und thermischen Beanspruchungen innerhalb einer Berechnung berücksichtigen kann, erfolgten die Berechnungen der thermischen Beanspruchung zunächst an einem FE-Modell mit einem vorverformten FE-Netz. Der Ausgangszustand bei den thermischen Berechnungen entsprach also einer bereits infolge hygrischer Beanspruchung aufgeschüsselten Platte, die mit einzelnen vorverformten Elementen modelliert

wurde. Bei den durchgeführten Berechnungen bereitete jedoch das vorverformte Netz numerische Probleme. Aufgrund der starken Verzerrung einiger Elemente infolge der vorherigen hygri-schen Beanspruchung ergab sich bei den Berechnungen mit den vorverformten Elementen keine konvergente Lösung, was letztlich zum Abbruch der Berechnungen führte.

Es wurden schließlich numerische Berechnungen für eine nicht vorverformte (ebene) Platte durchgeführt. Zum Vergleich der numerisch errechneten Verformungen mit den experimentell gemessenen mussten die auf numerischem Wege ermittelten vertikalen Verformungen der ebenen Platte umgerechnet werden. Dazu dienten verschiedene statische Systeme (Aufwölbung = Einfeldträger; Aufschüsselung = Kragarm). Für die nach der Aufheizungsphase errechnete Aufwölbung der ebenen Platte (statisches System = Einfeldträger) wurde der entsprechende Wert der Verformung infolge der Erwärmung der bereits aufgeschüsselten Platte (Kragarm) ermittelt. Der Kragarm entspricht dem statischen System der Platte im Versuch nach der Aufheizungsphase (Aufschüsselung), siehe Abbildung 3.25, Abschnitt 3.5.3. Die Verformung  $f$  am Ende eines Kragarms infolge unterschiedlichen Temperaturen an der Unterseite ( $T_u$ ) und an der Oberseite ( $T_o$ ) wurde gemäß Gl. 4.16 ermittelt:

$$f = l^2 \cdot \alpha (T_u - T_o) / 2h \tag{4.16}$$

mit:

$l$	Länge	[mm]	
$\alpha$	Wärmedehnzahl des Betons		[1/K]
$h$	Plattenhöhe	[mm]	

Abbildung 4.14 zeigt einen Vergleich zwischen den numerisch ermittelten und den experimentell bestimmten Temperaturverteilungen in Platte 2 (links) und den zugehörigen Verformungen (rechts) während der thermischen Beanspruchung (Thermoschock). Beim Verlauf der Temperatur nach Beendigung des Thermoschocks (6,5 h) wurde in der oberen Hälfte der Platte eine geringfügige Abweichung zwischen den Versuchsergebnissen und den Ergebnissen des numerischen Modells festgestellt. Eine gute Übereinstimmung zwischen den errechneten und gemessenen Ergebnissen liegt vor.

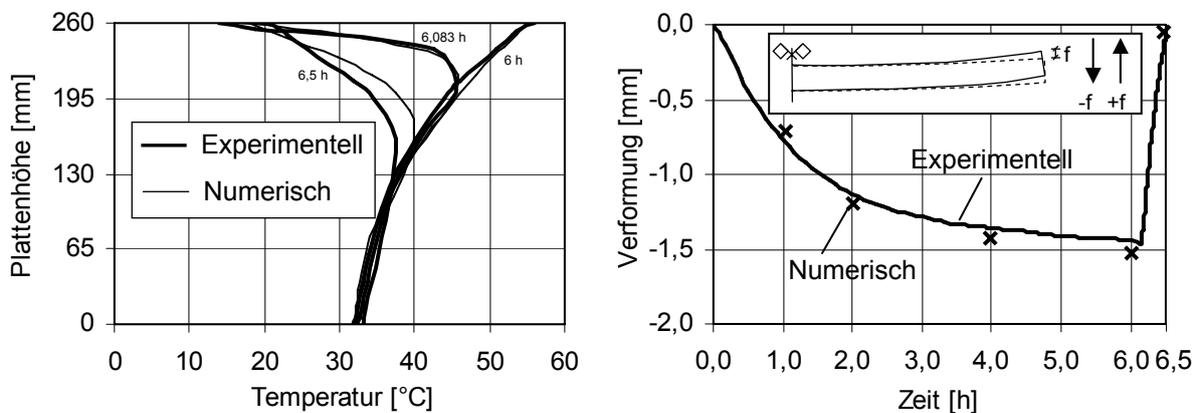


Abb. 4.14: Vergleich zwischen den experimentell gemessenen und den numerisch ermittelten Temperaturverteilungen und vertikalen Verformungen der Enden der Platte 2 während der thermischen Beanspruchung (Aufheizphase 0-6 h; Abkühlung 6-6,5 h)

## 4.5 Anwendung des Modells zur Simulation des Spannungs- und Rissverhaltens

### 4.5.1 Austrocknung an der Oberseite

In Abbildung 4.15 (links) ist die numerisch bestimmte Feuchteverteilung infolge Austrocknung der Oberseite zu verschiedenen Zeitpunkten (nach 14, 28, 90, 180 und 360 Tagen) nach einer Nachbehandlungsdauer von einer Woche dargestellt. Das Anfangsfeuchtepotential zu Beginn der Austrocknung betrug 1,0. Mit fortschreitendem Betonalter trocknete die Platte an ihrer Oberseite aus und die Trocknungsfront drang in die Platte ein, so dass sich in einer Tiefe von 65 mm ein Feuchtepotential von 0,8 einstellte. Der Mittelwert der relativen Feuchte der Umgebung betrug 35 %. Die in der Platte eingebauten Multiringelektroden zur qualitativen Erfassung der Feuchteverteilung zeigten die gleichen Tendenzen (siehe Abschnitt 3.3.5). Ein unmittelbarer Vergleich der Feuchtigkeitsprofile aus Rechnung und Experiment ist aber nicht möglich, da für den verwendeten Beton keine Faktoren zur Umrechnung der gemessenen elektrolytischen Widerstände der Multiringelektroden in Feuchtegehalt ermittelt wurden.

Des Weiteren ist in Abbildung 4.15 (rechts) die Spannungsverteilung über die Querschnittshöhe in der Mitte der Platte 1 (Bereich der maximalen Spannung) dargestellt. Bereits nach einer Austrocknungsdauer von 14 Tagen überschritt die Zugspannung an der Oberfläche die zulässigen Zugspannungen des Betons (zwischen 2,7 und 3,3 N/mm<sup>2</sup>) und verursachte die Bildung feiner Risse im Oberflächenbereich. Diese Risse drangen im Laufe der Zeit tiefer in die Betonplatte ein, so dass sie nach 360 Tagen eine Tiefe von ca. 40 mm erreichten. Die Unregelmäßigkeit im Spannungsverlauf, insbesondere in den obersten 50 mm, ist auf die unterschiedlichen Festigkeiten der Einzelelemente (Heterogenität) zurückzuführen. Im Anhang, Abb. A 4.1 sind die Spannungen in der gesamten Platte 1 dargestellt.

Die rechnerisch ermittelten Risse wurden auch in den Experimenten beobachtet (siehe hierzu Abschnitt 3.3.6). Die rechnerisch ermittelte Rissbreite betrug maximal ca. 0,2 mm, was mit den Ergebnissen der experimentellen Untersuchungen übereinstimmt.

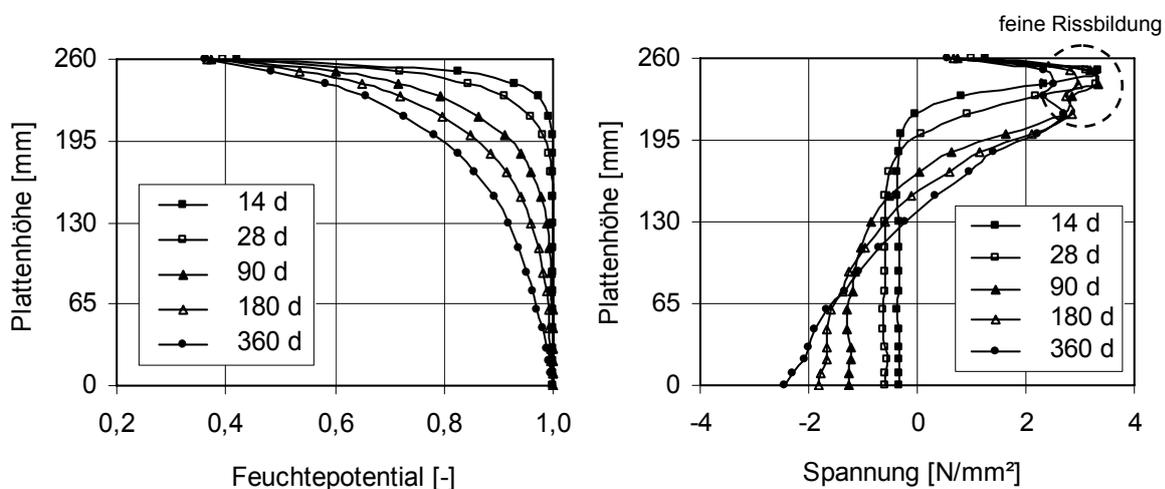


Abb. 4.15: Feuchteverteilung (links) und Spannungsverteilung (rechts) in Mitte der Platte 1 zu verschiedenen Zeitpunkten

### 4.5.2 Befeuchtung der Unterseite

Die infolge einer zusätzlichen Befeuchtung an der Unterseite der Platte 2 errechnete Feuchteverteilung zu verschiedenen Zeitpunkten (14, 28, 90, 180, 360 Tage) ist in Abbildung 4.16, links dargestellt. Die numerisch ermittelte Feuchteverteilung bestätigte, was die Versuchsergebnisse zeigten, dass die Feuchtefront nach 360 Tagen Feuchteaufnahme an der Unterseite nicht über die Plattenmitte steigt (siehe Abbildung 3.39, Abschnitt 3.7.4).

Abbildung 4.16, rechts zeigt, dass infolge Quellens des Betons an der Unterseite Druckspannungen entstanden sind. Das stärkere Quellen der unteren Schichten des Betons spiegelte sich in relativ hohen Druckspannungen (ca.  $-6,0 \text{ N/mm}^2$ ) wider. Die Zugspannungen im oberen Plattenbereich wiesen geringfügig kleinere Werte auf als diejenigen, die aus der reinen Austrocknung der Oberseite entstanden sind. Die rechnerisch ermittelte Rissbreite betrug maximal ca.  $0,2 \text{ mm}$ .

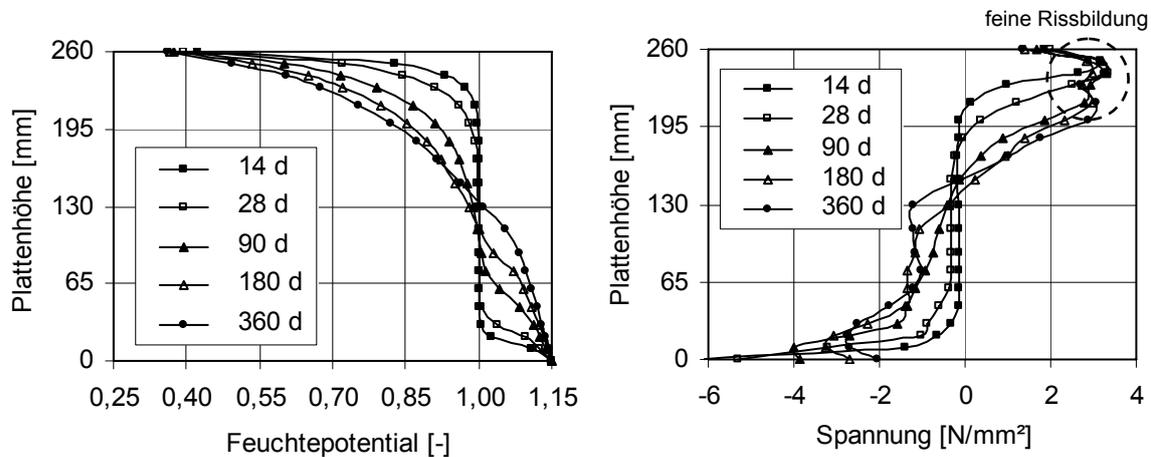


Abb. 4.16: Feuchteverteilung (links) und Spannungsverteilung (rechts) in der Mitte der Platte 2 zu verschiedenen Zeitpunkten

### 4.5.3 Beschleunigte Austrocknung (Wind)

Wie bereits im Abschnitt 3.3.3 dargestellt, wurde im Rahmen der experimentellen Untersuchungen ein nur geringfügiger Einfluss des Winds (beschleunigte Austrocknung) auf das Verformungsverhalten von großen Betonplatten beobachtet (siehe Anhang, Abb. A 3.6). Der Parameter "Wind" stellte sich somit als nicht maßgebend heraus. Deshalb wurde dieser Fall numerisch auch nicht weiter untersucht. Es wird davon ausgegangen, dass sich die gleichen Spannungsverteilungen wie im Fall „Austrocknung an der Oberseite“ einstellen.

### 4.5.4 Verformungsbehinderung der Plattenenden

Der Einfluss der Verformungsbehinderung der Plattenenden auf die Spannungen wurde numerisch untersucht. Dabei wurde das Verhalten der Platte 4 (Austrocknung oben und Befeuchtung unten) simuliert, die einer Zwangsbeanspruchung an den Plattenenden ausgesetzt war. Die in den experimentellen Untersuchungen verwendete Zwangskonstruktion wurde im numerischen Modell (siehe Abbildung 4.10) als Federlagerung ( $21,1 \text{ kN/mm}$ ) an den Enden der Platte berücksichtigt.

Anhang, Abb. A 4.2 zeigt die Entwicklung der Dehnungen in der simulierten Platte 4 zu verschiedenen Zeitpunkten. Im Laufe der Zeit führten die behinderten Verformungen der Plattenenden zu einer Vergrößerung der Dehnungen, welche nach 180 Tagen zur Bildung von Rissen mit einer Rissbreite von ca. 0,35 mm führten. Nach 360 Tagen kristallisierte sich ein Riss heraus, der eine rechnerische Rissbreite von ca. 0,9 mm erreichte. Im Rahmen der durchgeführten Versuche wurden anstatt eines großen Risses mehrere kleinere Risse mit einer maximalen Rissbreite von ca. 0,6 mm beobachtet (siehe Abschnitt 3.3.6).

Entsprechend der Rissbildung veränderte sich die Stelle der maximalen Zug- bzw. Druckspannungen. Sie befinden sich nicht mehr im mittleren Bereich der Platte, sondern im Ligament, d. h. in der Rissebene. In Abbildung 4.17 ist die Spannungsverteilung nach 360 Tagen dargestellt.



Abb. 4.17: Spannungsverteilung (N/mm<sup>2</sup>) in Platte 4 (Verformungsbehinderung an den Enden) nach 360 Tagen

#### 4.5.5 Einfluss der Heterogenität

Wie bereits im Abschnitt 4.3.4.2 erwähnt, wurde die Heterogenität des Betons im numerischen Modell berücksichtigt. Ziel war es, das Materialverhalten, insbesondere im Hinblick auf die Rissbildung, wirklichkeitsnah unter Einbezug der Streuung der Materialkennwerte zu simulieren. Wegen der unterschiedlichen mechanischen Kennwerte der Einzelelemente des Plattenmodells war die Durchführung von FE-Berechnungen unter Berücksichtigung der Heterogenität des Betons mit einem großen zeitlichen Aufwand verbunden. Es wurden daher weitere numerische Untersuchungen mit dem Ziel durchgeführt, den Einfluss der Heterogenität auf das Verformungs- und Spannungsverhalten zu erfassen. Es sollte dabei festgestellt werden, ob bei weiteren Berechnungen von einem Mittelwert der mechanischen Kennwerte ausgegangen werden kann, ohne die Größenordnung der tatsächlichen Spannungen und Verformungen zu verändern.

Die errechneten Verläufe der vertikalen Verformungen an den Enden der Platten 1 (Austrocknung oben) und 2 (Austrocknung oben und Befeuchtung unten) mit und ohne Berücksichtigung der Heterogenität des Betons sind in Abbildung 4.18, links dargestellt. Es ist erkennbar, dass die vertikalen Verformungen der Plattenenden ohne die Berücksichtigung der Heterogenität des Betons geringfügig größer sind als die Verformungen, die unter Berücksichtigung der Heterogenität ermittelt wurden. Dies liegt daran, dass unter Berücksichtigung der Heterogenität Elemente mit geringeren Festigkeiten bereits bei geringeren Spannungen Risse bilden. Dadurch sinkt die Steifigkeit des Plattenquerschnitts, was mit einer Nachgiebigkeit der Platte verbunden ist.

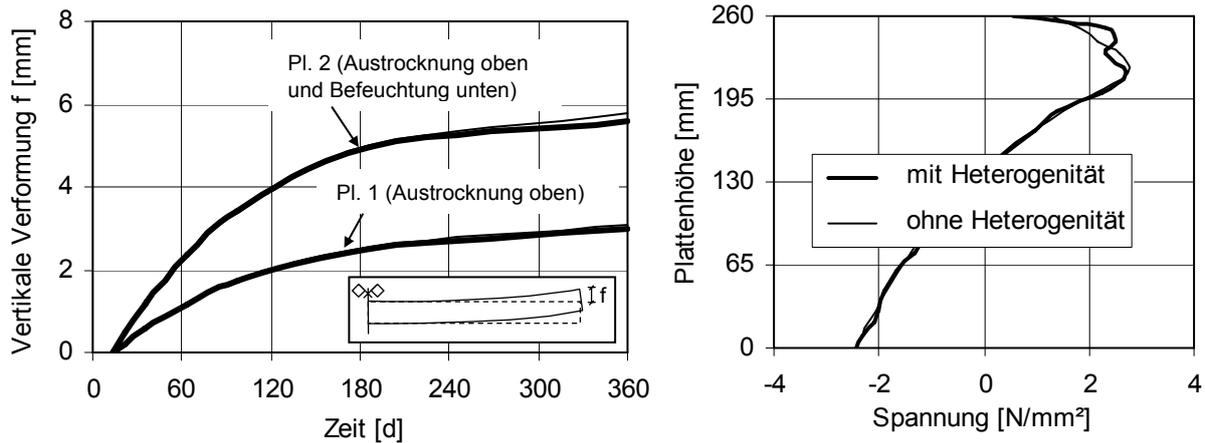


Abb. 4.18: Einfluss der Heterogenität auf den Verformungsverlauf der Enden der Platten 1 und 2 (links) und auf die Spannungsverteilung in der Mitte der Platte 1 (rechts)

Der Einfluss der Heterogenität auf die Spannungen wird in Abbildung 4.18, rechts verdeutlicht. Ein Vergleich zwischen den Spannungen in der Mitte der Platte 1 infolge Austrocknung an der Oberseite nach 360 Tagen mit und ohne Berücksichtigung der Heterogenität lässt erkennen, dass die Zugspannungen in beiden Fällen nahezu gleich waren. Nur im oberen Bereich der Platte wurde eine geringfügige Abweichung bei den Zugspannungen festgestellt. Die Unregelmäßigkeit des Spannungsverlaufs im oberen Bereich der Platte unter Berücksichtigung der Heterogenität ist dadurch zu erklären, dass ein Element mit geringeren Festigkeiten bereits einen Riss aufwies.

Da die Berücksichtigung der Heterogenität des Betons im numerischen Modell keinen maßgebenden Einfluss auf das Verformungs- und Spannungsverhalten – wohl aber auf die Lokalisierung der Rissbildung – zeigte, konnten die weiteren FE-Berechnungen ohne Variation der mechanischen Eigenschaften durchgeführt werden.

#### 4.5.6 Thermoschock

Zur Ermittlung der Spannungen während eines Thermoschocks wurde die in den numerischen Berechnungen untersuchte ebene Platte herangezogen (siehe Abschnitt 4.4.4). Abbildung 4.19 zeigt die Spannungsverteilung in der Betonplatte zu verschiedenen Zeitpunkten (nach der Aufheizphase (6 h) sowie fünf Minuten (6,083 h) und 30 Minuten (6,5 h) nach Einsetzen des Thermoschocks). Nach Beendigung der Aufheizphase (6 h) ergaben sich infolge des Eigengewichts Zugspannungen von ca. 2 N/mm<sup>2</sup> an der Unterseite. Fünf Minuten nach Beginn der Abkühlphase zogen sich die Schichten des Betons im oberen Bereich der Platte zusammen und verursachten an der Oberseite Zugspannungen in Höhe von ca. 1,5 N/mm<sup>2</sup>. Mit längerer Abkühlungsdauer überschritten die Zugspannungen die Zugfestigkeit des Betons (3,04 N/mm<sup>2</sup>) und es bildeten sich feine Risse (Rissbreite ca. 0,1 mm) im oberen Plattenbereich. Nach Beendigung des Thermoschocks (6,5 h) nahmen die Zugspannungen an der Plattenoberseite ab und erreichten einen Wert von ca. 2 N/mm<sup>2</sup>. Die rechnerische Rissbildung kann durch die Versuchsergebnisse bestätigt werden (siehe Abschnitt 3.5.7), denn auch in den Versuchen wurde beobachtet, dass sich die vorhandenen Risse während des Thermoschocks ausbreiteten.

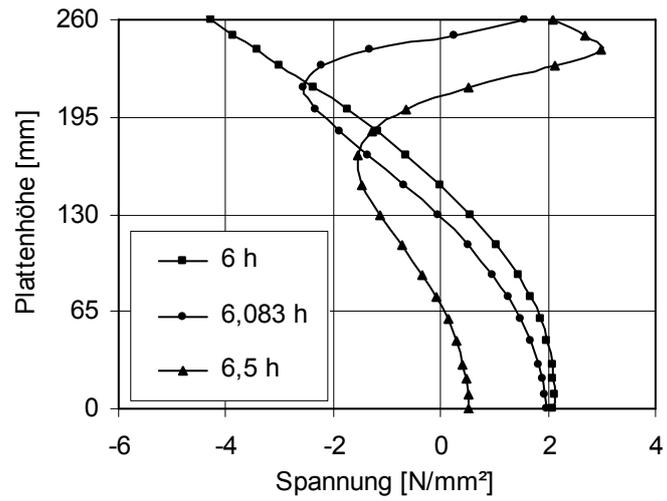


Abb. 4.19: Spannungsverteilung über die Höhe einer Betonplatte infolge Aufheizung an der Oberseite mit anschließender Abkühlung (Thermoschock) nach 6 h (Ende der Aufheizphase), 6,083 h (5 Minuten nach dem Thermoschock) und 6,5 h (Ende des Thermoschocks)

## 5 Numerische Parameterstudie

### 5.1 Vorbemerkungen

Im Rahmen der nachfolgend dargestellten numerischen Parameterstudie wurden verschiedene Einflüsse auf das Verformungs- und Spannungsverhalten von Betonplatten untersucht. Das Ziel dieser Untersuchungen war in erster Linie die Ermittlung der maßgebenden Parameter, welche beim hier neu zu entwickelnden Bemessungsverfahren Berücksichtigung finden sollen. Des Weiteren sollte die numerische Parameterstudie einen Aufschluss über die auftretenden Verformungen und Spannungen bei Betonplatten unter realistischen hygrischen und thermischen Bedingungen geben. Die Ergebnisse der numerischen Parameterstudie sollen bei der Erarbeitung von Empfehlungen für die Praxis hinzugezogen werden.

Die numerischen Untersuchungen erfolgten mit Hilfe des entwickelten numerischen Modells. Dabei wurden unterschiedliche konstruktive, betontechnologische, herstellungstechnische und umgebungsbedingte Parameter erfasst. Eine Betonplatte in Längsrichtung mit den Abmessungen  $l \times h = 5000 \times 260 \text{ mm}^2$  wurde als Standardplatte betrachtet.

Im Zuge der Ursachenforschung zu Schäden, die in den letzten Jahrzehnten an einigen Fahrbahndecken aus Beton aufgetreten sind (siehe dazu [53], [150]), wurden umfangreiche numerische Untersuchungen zur Analyse der Rissbildungsprozesse u. a. infolge thermisch-hygrischer Einwirkungen durchgeführt [109]. Die Schwächen der durchgeführten Analysen bestanden darin, dass die Berechnungsannahmen in Ermangelung geeigneter Messergebnisse zum Teil zu scharf waren und dass eine Validierung der numerischen Ergebnisse anhand experimenteller Untersuchungen nicht vorlag. Genau dieses Defizit wird im Rahmen dieser Arbeit behoben. Es wurden also im Gegensatz zu den Untersuchungen in [109] tatsächliche Witterungsdaten anstelle von Annahmen angesetzt, welche die Verhältnisse in der Praxis unzureichend wiedergeben. Dabei fanden Messdaten zur Umgebungstemperatur und -feuchte sowie zu Temperaturverteilungen Eingang, die an der BAB A5 gemessen worden sind [108]. Des Weiteren wurde im Unterschied zu dem in [109] gewählten Vorgehen der Einfluss der Betongüte und der Betonqualität dadurch untersucht, dass die zugehörigen hygrischen, thermischen und mechanischen Materialparameter jeweils in entsprechender Kombination gemeinsam variiert wurden. Darüber hinaus liegt den hier vorgestellten Untersuchungen eine Betrachtung der Fahrbahnplatte in Längsrichtung zugrunde. Zudem wurden Parameter wie der Einfluss der Nachbehandlung und der Plattenlänge analysiert, die in [109] keine Berücksichtigung fanden. Außerdem wurde der Einfluss trockener Umgebungsbedingungen, wie sie beispielsweise in Tunneln vorherrschen, untersucht.

Schließlich sei noch festgestellt, dass hier mit dem aus dem Programmpaket ADINA weiterentwickelten FE-Programm DIANA gerechnet wurde. Neben den Vorzügen im Pre- und Postprocessing bei DIANA ist dabei insbesondere die wirklichkeitsnähere Berücksichtigung des rheologischen Verhaltens von Beton für die Berechnungen von Bedeutung.

## 5.2 Randbedingungen und Bildung des Grundmodells

Bei den numerischen Untersuchungen im Rahmen der Parameterstudie handelte es sich um ein Grundmodell einer im Freien liegenden Betonplatte mit einer Länge von 5000 mm und einer Dicke von 260 mm. Die numerischen Untersuchungen erfolgten unter Verwendung eines zweidimensionalen FE-Modells ( $l \times h = 2500 \times 260 \text{ mm}^2$ ). Der Netzaufbau ist geometrisch mit der Platte der Großversuche identisch (siehe Abschnitt 4.4.3). In Abbildung 5.1 ist das FE-Netz des Grundmodells der betrachteten Betonplatte (eine Symmetriehälfte) schematisch dargestellt.

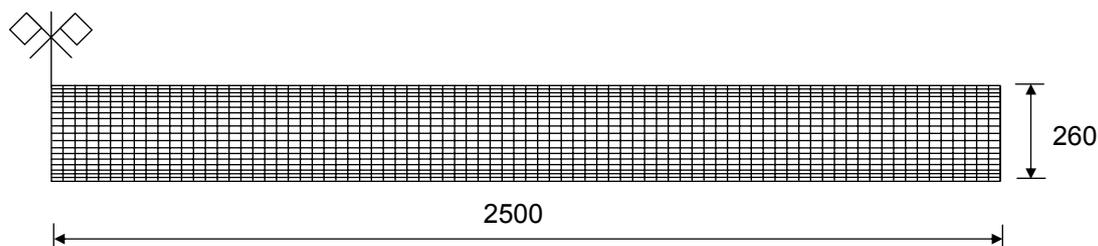


Abb. 5.1: Schematische Darstellung des FE-Netzes des Grundmodells der betrachteten Betonplatte (eine Symmetriehälfte), Maße in [mm]

Bei den numerischen Untersuchungen wurde von einer Platte ohne Verbund mit der hydraulisch gebundenen Schicht (HGT) ausgegangen. Die Simulation der Lagerung der Betonplatte erfolgte mit Hilfe von Interfaceelementen, wobei die HGT mit einer Dicke von 150 mm und die Frostschutzschicht (FSS) mit einer Dicke von 400 mm sowie der Untergrund zu einer äquivalenten Schicht zusammengefasst wurden [114]. Die Gesamtsteifigkeit wurde den Interfaceelementen zugewiesen (siehe Abbildung 5.2). Im Grundmodell wurde von einem nahezu starren Untergrund ausgegangen.

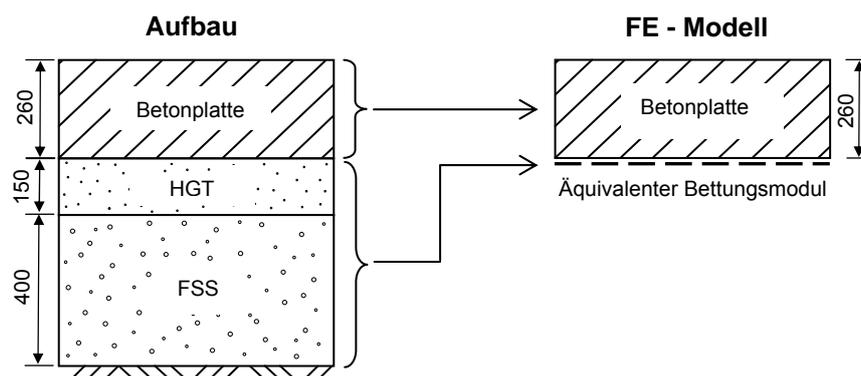


Abb. 5.2: Umwandlung des Unterbaus in eine mit Interfaceelementen simulierte äquivalente Schicht, Maße in [mm]

Für das Grundmodell wurde eine Betonfestigkeitsklasse C30/37 angenommen. Die Nachbehandlungsdauer betrug 7 Tage. Bei den hygrischen numerischen Untersuchungen wurde von einem Anfangsfeuchtepotential  $\Phi = 1,0$  in der gesamten Platte ausgegangen. Die Nullspannungstemperatur wurde mit  $25 \text{ °C}$  konstant über die Querschnittshöhe angesetzt. Die beim Grundmodell vorhandenen Randbedingungen sind in Tabelle 5.1 zusammengefasst.

Tab. 5.1: Beim Grundmodell (1 x h = 5000 x 260 mm<sup>2</sup>) angenommene Randbedingungen

Randbedingungen	Angabe
Betongüte	C30/37
Untergrund	starr
Verbund mit HGT	nicht vorhanden
Nullspannungstemperatur	25 °C, konstant
Anfangsfeuchtepotential	1,0
Nachbehandlungsdauer	7 Tage

### 5.3 Einflussparameter

#### *Plattengeometrie*

Die numerischen Untersuchungen erfassten die in Tabelle 5.2 angegebenen Abmessungen der Betonplatte. Ausgehend von den Abmessungen des Grundmodells wurden die Längen und die Dicken der Betonplatten variiert.

Tab. 5.2: Abmessungen der untersuchten Betonplatten

Länge	d = 24 cm	d = 26 cm	d = 28 cm
5,0 m	x	x	x
5,4 m	--	x	--
5,8 m	--	x	--

#### *Betonfestigkeitsklasse*

Der Einfluss der Betongüte sollte im Rahmen der Parameterstudie erfasst werden. Beim Grundmodell wurde ein Beton mit der Festigkeitsklasse C30/37 vorgesehen. Weitere numerische Berechnungen schlossen die Betonfestigkeitsklassen C20/25 und C40/50 ein.

Die zentrische Zugfestigkeit des Betons  $f_t$  wurde nach [19] gemäß Gleichung 5.1 ermittelt. Nach [80] wurde die Größe der Bruchenergie  $G_F$  gemäß Gleichung 5.2 errechnet.

$$f_t = 1,4 \cdot (f_c / 10)^{0,67} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (5.1)$$

$$G_F = 157 \cdot \left( \frac{f_c}{10} \right)^{0,215} \quad (5.2)$$

mit:

$f_c$  Druckfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>]

Der Einfluss des Kriechens nach dem Ansatz des CEB-FIP Model Code 1990 [19] (siehe Abschnitt 4.3.4.3) und das nichtlineare Verhalten des Betons unter Zugbeanspruchung wurden berücksichtigt (siehe Abschnitt 4.3.4.1). Dabei wurde der Verlauf des abfallenden Astes in Anlehnung an [19] ermittelt. In Tabelle 5.3 sind die mechanischen Kennwerte der im Rahmen der Parameterstudie untersuchten Betone angegeben.

Tab. 5.3: Mechanische Kennwerte verschiedener Betone

Kennwert	C20/25	C30/37	C40/50
Druckfestigkeit ( $f_{cm,28}$ )	30 N/mm <sup>2</sup>	40 N/mm <sup>2</sup>	50 N/mm <sup>2</sup>
Zugfestigkeit ( $f_{ctm,28}$ )	2,9 N/mm <sup>2</sup>	3,6 N/mm <sup>2</sup>	4,1 N/mm <sup>2</sup>
E-Modul ( $E_{cm,28}$ )	30000 N/mm <sup>2</sup>	34000 N/mm <sup>2</sup>	39000 N/mm <sup>2</sup>
Bruchenergie ( $G_F$ )	0,19 N/mm	0,21 N/mm	0,22 N/mm
Querdehnzahl	0,2	0,2	0,2

### **Hygrische Eigenschaften**

Betone mit höherer Festigkeit weisen ein dichteres Porensystem auf. Der Einfluss verschiedener hygrischer Eigenschaften wurde bei der Durchführung der Parameterstudie berücksichtigt. Es wurden daher die hygrischen Kennwerte für verschiedene Betone (C20/25, C30/37 und C40/50) ermittelt.

Ein Vergleich der Porengrößenverteilung zwischen dem in den Versuchen verwendeten Beton und dem Beton der BAB A5 (Abschnitt Kronau) [108] zeigte, dass der BAB A5-Beton ein dichteres Porensystem besaß (siehe Anhang, Abb. A 5.1). Auf dieser Grundlage wurde in Anlehnung an Kießl [81] die im Anhang, Abb. A 5.2 dargestellte hygrische Feuchteleitfähigkeit für den kapillaren Flüssigkeitstransport infolge von Feuchtegradienten für die verschiedenen Betonfestigkeitsklassen ermittelt. Dabei wurde angenommen, dass mit zunehmender Festigkeitsklasse die hygrische Leitfähigkeit für den kapillaren Flüssigkeitstransport infolge von Feuchtegradienten sinkt, was auf das geringere Porenvolumen bzw. das dichtere Porensystem zurückzuführen ist. In Anlehnung an die eigenen Versuchsergebnisse und an Kießl [81] wurden für die untersuchten Betone die im Anhang A 5.3 dargestellten Verläufe des Feuchtegehalts in Abhängigkeit vom Feuchtepotential angenommen. Wie bereits erwähnt, wurde dem Beton mit einer höheren Festigkeitsklasse ein dichteres Porensystem zugrunde gelegt. Schließlich wurde die im Anhang A 5.4 dargestellte Feuchteleitfähigkeit verschiedener Betone in Anlehnung an Kießl [81] ermittelt (siehe dazu Abschnitt 4.3.2.1).

Die Feuchtedehnzahl  $\kappa_s(\Phi)$  verschiedener Betone (C20/25, C30/37 und C40/50) im Schwindbereich (unter Feuchtepotential 1,0) wurde nach Model Code 1990 [19] ermittelt (siehe Anhang A 5.5). In Anlehnung an die Versuchsergebnisse wurde für den Beton C20/25 ein Endquellmaß von 0,3 ‰ angesetzt (siehe Abbildung 3.42, Abschnitt 3.7.10). Für den Beton mit einem dichteren Porensystem (C30/37) wurde ein Endquellmaß von 0,2 ‰ angenommen. Ein Endquellmaß von 0,15 ‰ wurde für den Beton mit der Festigkeitsklasse C40/50 vorgesehen.

Der Verlauf der Feuchtedehnzahl im Quellbereich wurde entsprechend den Angaben des Abschnitts 4.3.2.2 angenommen.

Zur Simulation des Feuchteausstauschs zwischen Beton und Umgebung wurde eine Feuchteübergangszahl von 5 mm/Tag nach [2] angenommen (siehe dazu Abschnitt 4.3.2.2). Es wurde bei den Untersuchungen davon ausgegangen, dass die Betonplatte an der Unterseite nicht austrocknen kann. Tabelle 5.4 gibt einen Überblick über die angesetzten hygrischen Eigenschaften verschiedener Betone.

Tab. 5.4: Hygrische Materialkennwerte der im Rahmen der Parameterstudie untersuchten Betone

Hygrische Eigenschaft	C20/25	C30/37	C40/50
Feuchteleitfähigkeit	Anh. A 5.4	Anh. A 5.4	Anh. A 5.4
Feuchtedehnzahl	Anh. A 5.5	Anh. A 5.5	Anh. A 5.5
Feuchteübergangszahl zu Luft (mm/Tag)	5	5	5
Feuchteübergangszahl zu Wasser (mm/Tag)	$9 \cdot 10^9$	$9 \cdot 10^9$	$9 \cdot 10^9$
Anfangsfeuchtepotential	1,0	1,0	1,0
Endquellmaß	0,3 ‰	0,2 ‰	0,15 ‰

### **Thermische Eigenschaften**

Für den Beton der Festigkeitsklasse C30/37 wurden in Anlehnung an [77] und [157] die in Tabelle 5.5 angegebenen thermischen Materialkennwerte angesetzt. Der Einfluss der Wärmeleitfähigkeit und der damit verbundenen Wärmekapazität fand in der numerischen Parameterstudie Berücksichtigung. Die Wärmedehnzahl des Betons wurde mit  $1,2 \cdot 10^{-5}$  1/K angenommen [96], [157].

Tab. 5.5: Thermische Materialkennwerte der im Rahmen der Parameterstudie untersuchten Betone

Thermische Eigenschaft	C20/25	C30/37	C40/50
Wärmedehnzahl (1/K)	$1,2 \cdot 10^{-5}$	$1,2 \cdot 10^{-5}$	$1,2 \cdot 10^{-5}$
Wärmeleitfähigkeit (W/mK)	2,1	2,5	2,9
Wärmekapazität (Wh/m <sup>3</sup> K)	650	700	740

### **Nullspannungstemperatur**

Im Rahmen numerischer Voruntersuchungen wurde festgestellt, dass die Nullspannungstemperatur auf die Größe der Spannungen einen maßgebenden Einfluss besitzt (siehe dazu [109]). Für das Grundmodell wurde in Anlehnung an [149] zunächst von einer konstanten Nullspannungstemperatur mit 25 °C über die Querschnittshöhe ausgegangen.

Die Parameterstudie umfasste die Untersuchungen des Verformungs- und Spannungsverhaltens von Betonfahrbahnplatten bei verschiedenen Nullspannungstemperaturen. Es können sich unter verschiedenen Randbedingungen (z. B. Frischbetontemperatur, aktuelle Umgebungstemperatur und Temperatur der HGT beim Betoneinbau), abhängig von der Jahreszeit, unterschiedliche negative und positive Nullspannungstemperaturgradienten einstellen.

Des Weiteren können innerhalb eines Betonierabschnitts, je nach Betonierzeitpunkt (frühmorgens oder nachmittags), unterschiedliche Nullspannungstemperaturen entstehen. Dies erschwert die Abschätzung von Nullspannungstemperaturgradienten. In der Parameterstudie wurden in Anlehnung an [109] und [149] die in Abbildung 5.3 angenommenen positiven und negativen Verläufe der Nullspannungstemperaturgradienten berücksichtigt.

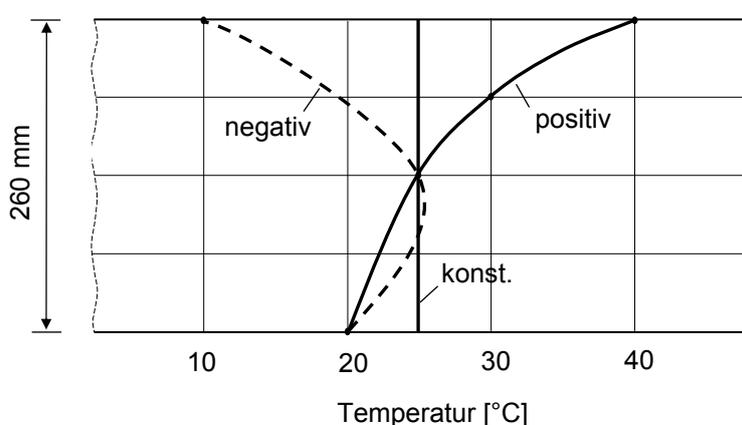


Abb. 5.3: Angesetzte konstante Nullspannungstemperatur und Verlauf der alternativ angenommenen positiven und negativen Nullspannungstemperaturgradienten nach [109] und [149]

### **Nachbehandlung**

Beim Grundmodell wurde eine Nachbehandlungsdauer von 7 Tagen angesetzt. Im Rahmen der Parameterstudie wurde auch der Einfluss einer mangelhaften Nachbehandlung (1 Tag) und einer auf zwei Wochen verlängerten Nachbehandlung erfasst.

### **Hygrische Einflüsse der Umgebung**

Die relative Feuchte der Umgebung spielt eine maßgebende Rolle für das Schwinden des Betons. Bei der Simulation der im Freien liegenden Betonplatte wurde auf in der Praxis durchgeführte Messergebnisse zurückgegriffen. In Anlehnung an aktuelle Messdaten an der BAB A5 bei Kronau [108] erfolgte die Simulation der Schwankungen der relativen Feuchte der Umgebung. Die an der BAB A5 gemessene relative Feuchte wies starke Schwankungen zwischen Tag und Nacht sowie zwischen Sommer und Winter auf. Gemäß den Untersuchungen von [109] wurde keine Zunahme der hygrischen Spannungen nach einer Beanspruchungsdauer von einem Jahr festgestellt. Deshalb beschränkte sich die Untersuchungsdauer im Rahmen der eigenen numerischen Untersuchungen auf ein Jahr. Aus einem Messzeitraum von ca. fünf Jahren wurde hierzu ein repräsentatives Jahr ausgewählt (siehe Anhang, Abb. A 5.6).

Die Verläufe der maximalen und minimalen relativen Feuchte wurden grob in zwei Kategorien (K1 und K2) unterteilt. Für die Kategorie K1 wurden die sechs Monate April bis September angesetzt, für die Kategorie K2 die sechs Monate Oktober bis März. Der Durchschnitt der maximalen Werte der Feuchte sowohl in Kategorie K1 (April bis September) als auch in Kategorie K2 (Oktober bis März) lag über r. F. 90 %. Der minimale Wert unterschied sich deutlich zwischen Kategorie K1 (ca. r. F. 50 %) und Kategorie K2 (ca. r. F. 65 %). Um einer praxisnahen Simulation der Feuchteschwankungen gerecht zu werden, wurde zwischen Tag und Nacht unterschieden. Dabei wurde berücksichtigt, dass am Tag die relative Feuchte geringer ist als in der Nacht. Deshalb musste bei der Eingabe der Feuchtebeanspruchung auf je eine repräsentative Woche aus den beiden Kategorien K1 und K2 zurückgegriffen werden (siehe Anhang, Abb. A 5.7).

Die in den numerischen Untersuchungen angesetzte Feuchtebeanspruchung als Feuchtepotential ( $\Phi$ ) ist in Abbildung 5.4 dargestellt. Für eine Tageshälfte der Kategorie K1 (April bis September) wurde der untere Durchschnittswert der relativen Feuchte zu 60 % und für die zweite Tageshälfte zu 90 % angesetzt. Die Feuchte in der Kategorie K2 (Oktober bis März) schwankte im Durchschnitt zwischen 75 % und 90 %. Ein Vergleich der Durchschnittswerte der relativen Feuchte an verschiedenen Orten in Deutschland [111] bestätigte die angenommenen Mittelwerte der relativen Feuchte.

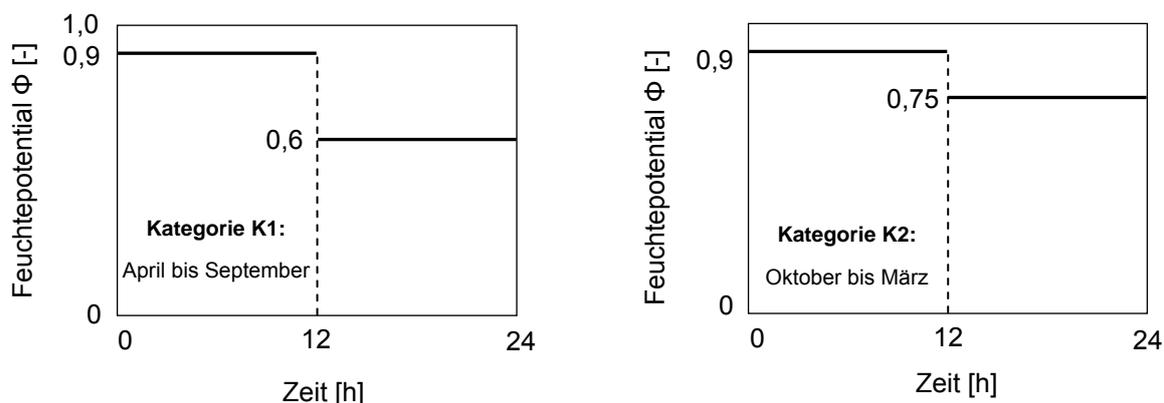


Abb. 5.4: Tagesverlauf der angesetzten relativen Feuchte (Feuchtepotential  $\Phi$ ) über einen Zeitraum von einem Jahr

Im Rahmen der Parameterstudie wurde auch der Einfluss einer trockenen Umgebung, die z. B. in geschlossenen Hallen oder in langen Tunneln zu finden ist, und einer feuchten Umgebung auf das Verformungsverhalten untersucht. Für die trockene Umgebung wurde eine relative Feuchte von 40 % (Feuchtepotential  $\Phi = 0,4$ ) angesetzt. Die permanent feuchte Umgebung, z. B. bei Warnemünde an der Ostsee [111], wurde mit einer relativen Feuchte von 83 % (Feuchtepotential  $\Phi = 0,83$ ) simuliert.

### **Wasseraufnahme an der Unterseite**

Bei einer schlechten Entwässerung einer Betonplatte an ihrer Unterseite kommt es oftmals zu einer kapillaren Wasseraufnahme an der Plattenunterseite. Dieser Fall wurde durch den Ansatz eines Feuchtepotentials von 1,15 an der Unterseite der Platte simuliert.

### Thermische Einflüsse der Umgebung

Im Rahmen der numerischen Simulation einer im Freien liegenden Betonplatte wurden die in der Praxis gemessenen Verläufe der Temperatur an der Betonoberfläche eines repräsentativen Sommertags den Elementen des FE-Modells an der Oberseite der Platte zugewiesen. In mehreren Literaturquellen findet man Angaben dazu. Allerdings sind dort unterschiedliche Aussagen über die Entwicklung der Oberflächentemperatur gemacht worden ([39], [41], [44]).

Den numerischen Untersuchungen wurden die an der BAB A5 (Kronau) in den vergangenen fünf Jahren gewonnenen Messergebnisse [108] über die Temperaturverläufe in verschiedenen Tiefen im Plattenquerschnitt ( $d = 26$  cm) an einem repräsentativen heißen Sommertag zugrunde gelegt (siehe Anhang, Abb. A 5.8). Für das numerische Modell wurde der Temperaturverlauf an der Oberseite durch Extrapolation gewonnen. Dabei ergab sich eine Erwärmung an der Oberseite bis  $44$  °C gegen 16:00 Uhr.

Im Rahmen der numerischen Parameterstudie sollte weiterhin der Einfluss eines Thermochocks auf das Verformungs- und Spannungsverhalten von Betonplatten untersucht werden. Aus den an der BAB A5 durchgeführten Messungen [108] konnten Erkenntnisse über realistische Temperaturverläufe während eines Thermochocks (Gewitterregen) gewonnen werden. In Abbildung 5.5 sind die Temperaturverläufe in verschiedenen Messtiefen sowie der Verlauf der Lufttemperatur während des stärksten Gewitterregens, der in den letzten fünf Jahren an der BAB A5 (Kronau) auftrat, dargestellt. Es ist erkennbar, dass nach dem Gewitterregenereignis die Temperatur in einer Tiefe von 15 mm von  $31$  °C auf  $24$  °C absank. Eine Extrapolation der Werte an der Oberfläche ergab einen Temperatursturz von ca. 8 K innerhalb von 30 Minuten. Im Rahmen der Parameterstudie wurde die Temperaturbeanspruchung während eines Gewitterregens in Anlehnung an Abbildung 5.5 simuliert. Als ungünstiger Fall wurde ein Temperatursturz innerhalb 30 Minuten von  $44$  °C auf  $34$  °C ( $\Delta T = 10$  K) angenommen.

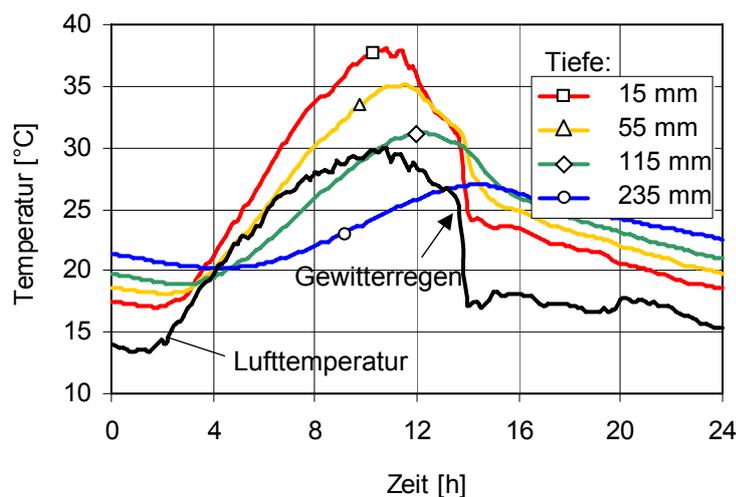


Abb. 5.5: Verlauf der Temperatur während eines Tags mit Gewitterregen an verschiedenen Messtiefen in einer Betonfahrbahnplatte der BAB A5 (Kronau) sowie der Verlauf der Lufttemperatur

Die eigenen experimentellen Untersuchungen zeigten, dass selbst eine Beaufschlagung mit Eiswasser nach dem Aufheizen der Oberseite einer Platte bis 55 °C die Temperatur nicht unter 12 °C sinken lässt. Bei der Simulation einer im Freien liegenden Betonplatte, die evtl. einer derartigen Beanspruchung (Hagelschauer mit Eisschichtbildung) ausgesetzt werden kann, wurde in der Parameterstudie an der Plattenoberseite von einer maximalen Erwärmung von 44 °C und einer Abkühlung auf 12 °C nach Einsetzen des Thermoschocks an der Oberfläche ausgegangen.

Je größer der Temperaturunterschied zwischen der Ober- und Unterseite einer Betonplatte ist, desto größer ist die damit verbundene Verformung. Bei einem positiven Temperaturgradienten entstehen, je nach Nullspannungstemperatur, unterschiedlich große Aufwölbungen. Aufschüsselungen entstehen infolge negativer Temperaturgradienten. Messungen an der BAB A5 [108] zeigten, dass die maximalen positiven Gradienten einen Wert von 0,07 K/mm erreichen. Die Werte der negativen Gradienten betragen die Hälfte (ca. 0,036 K/mm). Abbildung 5.6 zeigt die Häufigkeitsverteilung sowohl der positiven als auch der negativen Temperaturgradienten in den Jahren 2000 bis 2004 an der BAB A5. Die Messwerte stimmen mit anderen Messergebnissen [49], [90] überein. Aus der Abbildung 5.6 ist deutlich zu erkennen, dass extreme sowohl positive als auch negative Temperaturgradienten sehr selten (unter 4 % bzw. 1 %) auftreten.

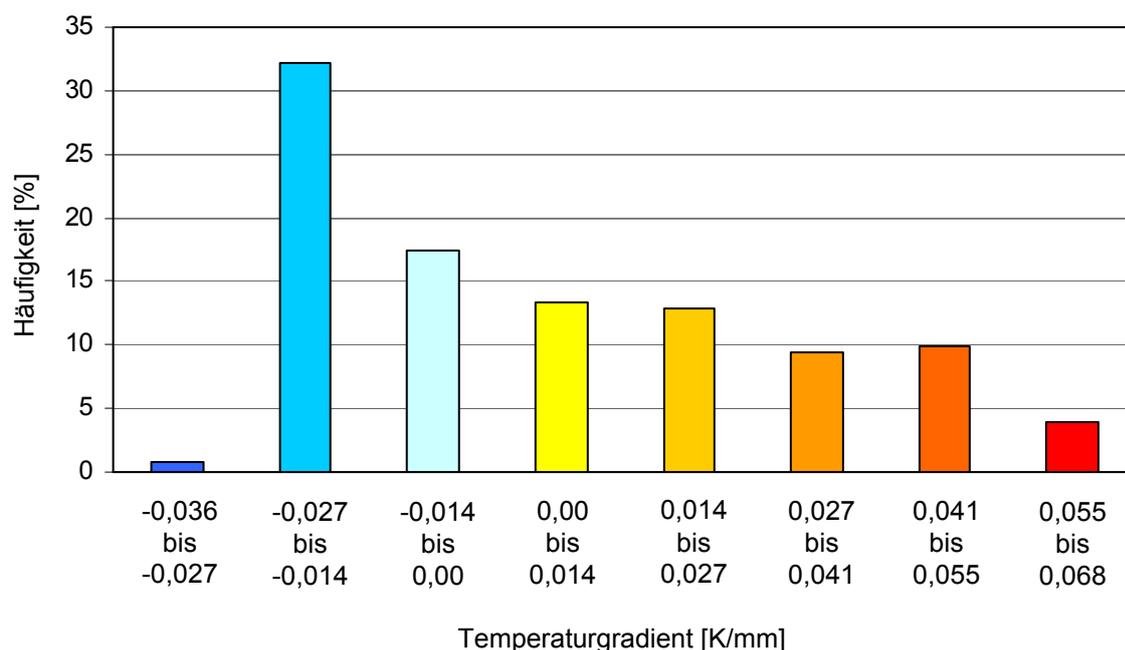


Abb. 5.6: Häufigkeitsverteilung der Temperaturgradienten an der BAB A5 (Kronau) über einen Zeitraum von fünf Jahren (2000 bis 2004)

### **Parametermatrix**

Im Folgenden werden die in den numerischen Berechnungen untersuchten Parameter zusammengefasst. In Tabelle 5.6 sind die untersuchten Parameter bezüglich der Plattengeometrie und der Materialeigenschaften dargestellt. Tabelle 5.7 zeigt die untersuchten Parameter, welche von den Herstellungs- und Umgebungsbedingungen abhängen.

Tab. 5.6: Untersuchte Parameter (Plattengeometrie und die Materialeigenschaften)

Parameter	Variation	Grundmodell	
		hygrisch	thermisch
Dicke der Platte	24 cm		
	26 cm	x	x
	28 cm		
Länge der Platte	5,0 m	x	x
	5,4 m		
	5,8 m		
Betongüte	C20/25		
	C30/37	x	x
	C35/45		
Hygrische Eigenschaften	grobporig normal feinporig	x	
Thermische Eigenschaften	$\lambda = 2,1 \text{ W/mK}$ , $C = 650 \text{ Wh/m}^3\text{K}$ $\lambda = 2,5 \text{ W/mK}$ , $C = 700 \text{ Wh/m}^3\text{K}$ $\lambda = 2,9 \text{ W/mK}$ , $C = 740 \text{ Wh/m}^3\text{K}$		x

Tab. 5.7: Untersuchte Parameter (Herstellungs- und Umgebungseinflüsse)

Parameter	Variation	Grundmodell	
		hygrisch	thermisch
Nullspannungstemperatur	positiv konstant negativ		x
Nachbehandlungsdauer	1 Tag 7 Tage 14 Tage	x	
Hygrische Einflüsse der Umgebung	trockene Umgebung normale Umgebung feuchte Umgebung	x	
Thermische Beanspruchung	heißer Sommertag Gewitterregen extremer Thermoschock (Hagel)		x
Wasseraufnahme an der Unterseite	vorhanden nicht vorhanden	x	

## 5.4 Hygrisches Verformungs- und Spannungsverhalten in einer normalen Umgebung

Im Folgenden werden zunächst die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen an einer Betonplatte (Referenzbeton C30/37), die an der Oberseite einer hygrischen Beanspruchung bei einer normalen Umgebung (im Freien) ausgesetzt war, vorgestellt. Die Randbedingungen und Materialkennwerte sind den Abschnitten 5.2 und 5.3 zu entnehmen.

In Abbildung 5.7, links ist die Feuchteverteilung in der untersuchten Betonplatte mit einer Länge von 5 m und einer Dicke von 26 cm dargestellt. Die Untersuchungsdauer betrug ein Jahr. Diese Abbildung zeigt, dass die Betonplatte in den ersten 180 Tagen, insbesondere die obersten 30 mm, stark von der Trocknung beeinflusst wird. Der Einfluss der höheren relativen Feuchte (75 % ab dem 180. Tag) auf die Feuchteverteilung ist dadurch erkennbar, dass der obere Bereich der Platte ab dem 180. Tag wieder eine Erhöhung des Feuchtegehalts aufwies.

In Abbildung 5.7, rechts sind die maßgebenden resultierenden, in der Plattenebene wirkenden horizontalen Spannungen zu verschiedenen Zeitpunkten dargestellt. Die Zugspannungen im frühen Betonalter (14 d) verursachten die Bildung von Mikrorissen. Diese feine Rissbildung beschränkte sich auf die obere Randzone der Platte (ca. 20 mm). Hierbei handelt es sich um die bekannten unschädlichen und unvermeidlichen Schwindrisse. Im fortschreitenden Alter wurden die Zugspannungen sowohl durch Kriechen als auch durch die feine Rissbildung abgebaut. Nach 360 Tagen betragen die Zugspannungen an der Oberseite der Platte ca. 1 N/mm<sup>2</sup>.

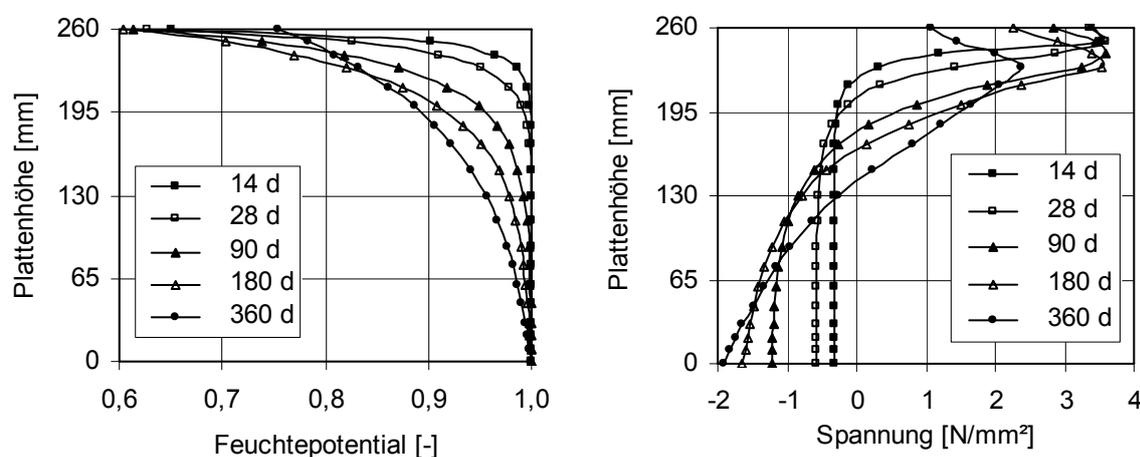


Abb. 5.7: Feuchteverteilung über die Höhe einer im Freien liegenden Betonplatte aus einem Beton der Güte C30/37 (links) und die Verteilung der resultierenden Spannungen (rechts) über die Höhe des Mittelbereichs der Platte zu verschiedenen Zeitpunkten

Die entstandenen Feuchtegradienten verursachten das Aufschüsseln der Platte, welches nach 180 Tagen einen maximalen Wert von 1,67 mm erreichte (siehe Abbildung 5.8). Die vertikale Verformung der Plattenenden nahm dann wieder ab, was auf die Zunahme der relativen Feuchte der Umgebung und Kriecheffekte zurückzuführen ist.

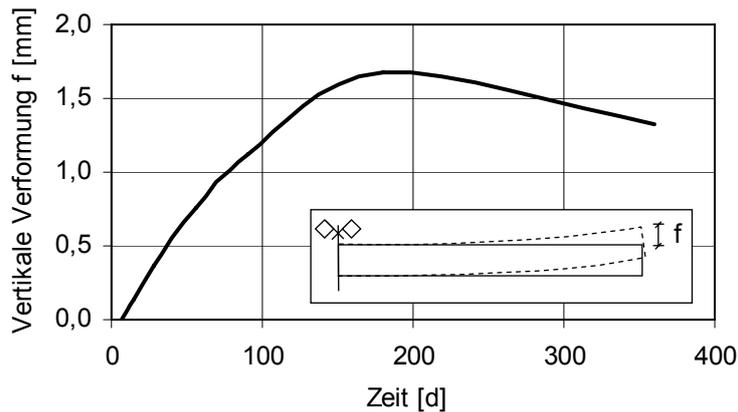


Abb. 5.8: Zeitlicher Verlauf des Aufschüsselns an den Enden einer im Freien liegenden Betonplatte aus einem Beton der Güte C30/37

## 5.5 Einflüsse auf das Verhalten von Betonplatten unter hygrischer Beanspruchung

### 5.5.1 Plattengeometrie

Nachfolgend werden Untersuchungsergebnisse zum Einfluss der Plattengeometrie (Länge und Dicke) auf das Spannungs- und Verformungsverhalten von Betonplatten unter hygrischer Beanspruchung vorgestellt. Sowohl bei der Feuchte- als auch Spannungsverteilung wurden bei Veränderung der Plattendicke (24 bzw. 28 cm) keinen nennenswerten Unterschiede festgestellt. Die Zugspannungen infolge hygrischen Beanspruchung überschritten bei beiden Platten die Festigkeit des Betons und verursachten ab einem Betonalter von 14 Tagen feine Rissbildung. (siehe Anhang, Abb. A 5.9).

Ein Vergleich zwischen den Verläufen der vertikalen Verformung der Plattenenden mit unterschiedlichen Dicken zeigt, dass dünnere Platten eine größere Aufschüsselung aufweisen. Die 240 mm dicke Betonplatte wies nach 180 Tagen eine um ca. 15 % größere Verformung als die Betonplatte mit einer Dicke von 280 mm auf. Dies ist auf das geringere Eigengewicht der Platte zurückzuführen (siehe Anhang, Abb. A 5.10).

Die numerischen Untersuchungen zur Erfassung des Einflusses der Länge auf das Verformungsverhalten von Betonplatten zeigten, dass längere Betonplatten (5,4 und 5,8 m) infolge größerer Rissbildung im mittleren Plattenbereich (Rissbreite ca. 0,3 mm), die zur Steifigkeitsverminderung des Querschnitts führt, keine größeren vertikalen Verformungen als die Standardplatte (Länge = 5 m) aufwiesen (siehe Anhang, Abb. A 5.11).

Die auftretenden Spannungen im mittleren Bereich der Platten im Alter von 360 Tagen sind in Abbildung 5.9 dargestellt. Bei den Platten mit einer Länge von 5,4 m und 5,8 m ist der Einfluss einer größeren Rissbildung auf die Spannung zu erkennen. Durch die größere Rissbildung im Mittelbereich (Rissbreite ca. 0,3 mm) fand ein größerer Abbau der Spannungen als bei der Standardplatte (Länge = 5 m) statt. Bei allen Platten beschränkte sich der Einfluss der Rissbildung auf die oberen 30 mm.

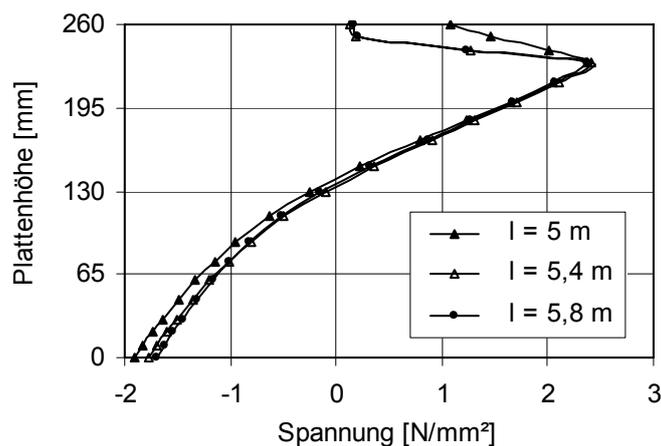


Abb. 5.9: Spannungsverteilung über die Querschnittshöhe verschieden langer Platten (5,0 und 5,4 sowie 5,8 m) aus einem Beton der Güte C30/37 im Alter von 360 Tagen

### 5.5.2 Betongüte und -qualität

Betone mit höherer Festigkeit weisen in der Regel ein dichteres Porensystem auf. Dies ist maßgebend für das hygrische Verhalten von Betonplatten. Im Rahmen der numerischen Parameterstudie wurden drei Betone untersucht. Ein Vergleich mit der Betonfestigkeitsklasse C30/37 (Grundmodell) wurde durchgeführt, um den Einfluss der Betongüte bzw. Betonfestigkeitsklasse zu erfassen.

Mit steigender Festigkeit und dem damit verbundenen dichteren Porensystem nimmt die Tendenz zur Aufschüsselung von Betonplatten ab. Dies wird durch die in Abbildung 5.10 dargestellten Verläufe der vertikalen Verformung am Ende verschiedener Platten mit unterschiedlichen Festigkeitsklassen (C20/25, C30/37 und C40/50) bestätigt. Ein Beton mit der Festigkeitsklasse C20/25 und einem entsprechend groben Porensystem weist ca. 60 % größere vertikale Verformungen als ein Beton mit der Festigkeitsklasse C40/50 und einem dichteren Porensystem auf. Nach 180 Tagen erreichte die Verformung an den Enden der Platte mit der Betonfestigkeitsklasse C40/50 einen maximalen Wert von ca. 1,3 mm.

Numerische Untersuchungen [96] zeigen, dass Betonplatten mit höherem E-Modul eine größere Verformung aufweisen. Dies gilt jedoch nur, wenn die Dichtigkeit des Betons bei der Erhöhung der Festigkeitsklasse bzw. des E-Moduls unbeeinflusst als konstant angesetzt wird. In der Praxis ist eine Erhöhung der Festigkeitsklasse jedoch mit einer Zunahme der Dichtigkeit (geringere Feuchteleitung) des Betons verbunden. Da der Einfluss der Dichtigkeit auf das Verformungsverhalten größer als der des E-Moduls ist, führt die Erhöhung der Festigkeitsklasse letztendlich zur Verringerung von vertikalen Verformungen.

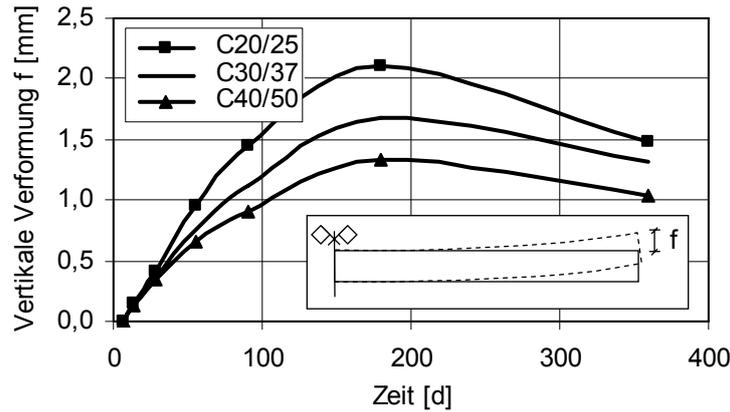


Abb. 5.10: Einfluss der Betonfestigkeitsklasse auf den zeitlichen Verlauf der Aufschüsselung (Plattenlänge = 5 m, Plattendicke = 26 cm)

In Abbildung 5.11, links ist die Feuchteverteilung in verschiedenen Betonplatten mit unterschiedlichen Betonfestigkeiten (C20/25, C30/37 und C40/50) zum Zeitpunkt 28 d und 360 d dargestellt. Sie lässt erkennen, dass die Feuchtefront tiefer in das Bauteil eindringt, je niedriger die Festigkeitsklasse und je grober das Porensystem ist. Nach 360 Tagen ist der Einfluss der Betonqualität auf die Feuchteverteilung deutlich zu sehen, insbesondere in der oberen Hälfte der Betonplatte.

Die dargestellte Spannungsverteilung über die Querschnittshöhe im Mittelbereich von Betonplatten mit unterschiedlicher Festigkeit (C20/25, C30/37 und C40/50) nach 28 und 360 Tagen in Abbildung 5.11, rechts zeigt, dass bei allen Festigkeitsklassen die vorhandene Zugfestigkeit überschritten wurde, was zur Bildung von feinen Rissen im oberen Plattenbereich führte. Während die feinen Risse ca. 20 mm in die Betonplatte mit der höheren Festigkeitsklasse (C40/50) eindrangten, betrug die Tiefe des von der Rissbildung betroffenen Randzonenbereichs bei der Betonplatte mit der niedrigeren Festigkeitsklasse (C20/25) ca. 45 mm.

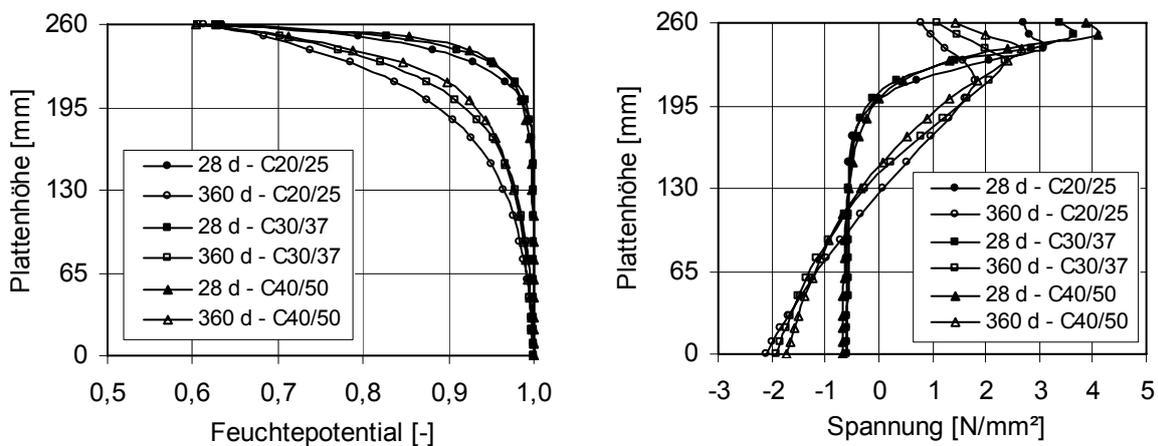


Abb. 5.11: Einfluss der Betonfestigkeitsklasse auf die Feuchteverteilung (links) und auf die Spannungsverteilung (rechts) in der Mitte verschiedener Platten mit unterschiedlichen Betonfestigkeitsklassen (C20/25, C30/37 und C40/50) nach 28 und 360 Tagen

### 5.5.3 Nachbehandlungsdauer

Im Rahmen der numerischen Untersuchungen wurde festgestellt, dass der Einfluss der Nachbehandlungsdauer auf die Feuchteverteilung und die damit verbundene Verformung gering ist (siehe Abbildungen A 5.12 und A 5.13).

In allen Fällen mit unterschiedlicher Nachbehandlungsdauer traten Zugspannungen in der oberflächennahen Zone des Betons auf und verursachten eine feine Rissbildung. Abbildung 5.12 zeigt die Spannungsverteilung über die Plattenhöhe im Alter von 28 Tagen nach einer Nachbehandlungsdauer von 1, 7 und 14 Tagen. Nach 28 Tagen sind die obersten 20 mm der Platte von der Rissbildung betroffen. Aus Abbildung 5.12 kann festgestellt werden, dass die Nachbehandlungsdauer einen geringen Einfluss auf die Entwicklung der auftretenden Spannungen infolge hygrischer Beanspruchung besitzt.

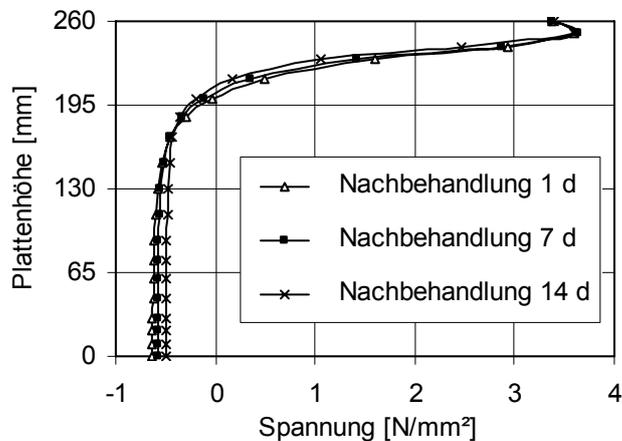


Abb. 5.12: Spannungsverteilung über die Querschnittshöhe einer Platte der Betongüte C30/37 im Alter von 28 Tagen nach unterschiedlicher Nachbehandlungsdauer

Im Hinblick auf die Praxis darf dieses Ergebnis jedoch keinesfalls so gedeutet werden, dass die Dauer einer Nachbehandlung ohne nennenswerten Einfluss bliebe. Vielmehr ist es so, dass durch die Nachbehandlung die Hydratation bzw. die Festigkeitsentwicklung in der Randzone gefördert wird, wodurch die Zugfestigkeit dieser Zone erheblich steigt. Dadurch wird – bei gleich bleibender bzw. nur wenig ansteigender hygrischer Spannung – die Gefahr der Rissbildung stark herabgesetzt.

### 5.5.4 Umgebungsfeuchte

Die relative Feuchte der Umgebung ist ein maßgebender Parameter für die vertikalen Verformungen von Betonplatten. Dies wird verdeutlicht durch Abbildung 5.13, welche die Feuchteverteilung über die Querschnittshöhe einer Betonplatte mit einer Dicke von 260 mm in unterschiedlichen Umgebungsfeuchten im Alter von 180 und 360 Tagen darstellt. Je trockener die Umgebung ist, desto größer ist der Bereich, welcher von der Austrocknung beeinflusst wird. Bei einer trockenen Umgebung mit einer konstanten relativen Feuchte von 40 % (z. B. bei Tunneln) drang die Trocknungsfront wesentlich tiefer in das Bauteil ein als bei einer normalen Umgebung (wechselnd zwischen 60 und 90 %) und bei einer feuchten Umgebung (konstante r. F. 83 %).

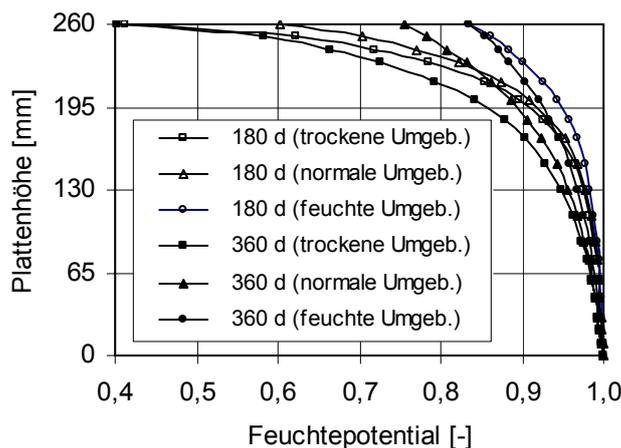


Abb. 5.13: Feuchteverteilung über die Querschnittshöhe einer Betonplatte der Betongüte C30/37 im Alter von 180 und 360 Tagen bei verschiedenen Umgebungsfeuchten

Die größeren Feuchtegradienten verursachten, wie erwartet, entsprechend größere vertikale Verformungen der Plattenenden. Eine trockene Umgebung mit einer relativen Feuchte von 40 % verursachte nach 360 Tagen eine um ca. 300 % größere Aufschüsselung als eine feuchte Umgebung mit einer relativen Feuchte von 83 % (siehe Anhang, Abb. A 5.14).

Der Einfluss der Umgebungsfeuchte auf die resultierenden Spannungen ist in Abbildung 5.14 erkennbar. Diese Abbildung zeigt die Spannungsverteilung über die Querschnittshöhe in Plattenmitte infolge einer Austrocknung bei unterschiedlichen Umgebungsfeuchten (trocken, normal und feucht) im Alter von 28 und 360 Tagen. Im Alter von 28 Tagen wurden keine nennenswerten Änderungen der Spannungsmaxima festgestellt. Bei einer feuchten Umgebung (r. F. 83 %) wies die Platte im Alter von 360 Tagen eine um 40 % kleinere maximale Spannung als bei einer trockenen Umgebung (r. F. 40 %) auf. Aus der Abbildung 5.14 ist des Weiteren zu erkennen, dass die Umgebungsfeuchte die Spannungen nur im oberen Viertel der Platte maßgebend beeinflusste.

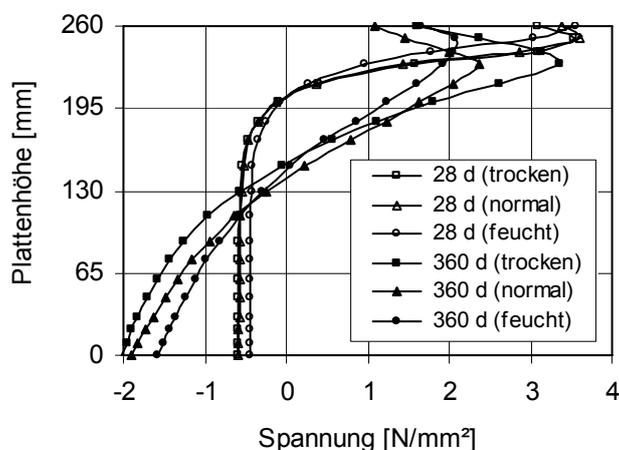


Abb. 5.14: Spannungsverteilung über die Querschnittshöhe in der Mitte einer Platte der Betongüte C30/37 im Alter von 28 und 360 Tagen bei unterschiedlichen Umgebungsfeuchten (trocken (40 %), normal mit Schwankungen zwischen 60 und 90 % und feucht (83 %))

### 5.5.5 Wasseraufnahme an der Unterseite

Nehmen Betonplatten an ihrer Unterseite Wasser auf, so nimmt infolge des Quellens des Betons die vertikale Verformung an den Plattenenden zu. Durch die Befeuchtung der Plattenunterseite wurde eine Vergrößerung der Verformung um ca. 100 % nach 180 Tagen erreicht. Die maximale vertikale Verformung erreichte einen Wert von 3,3 mm (siehe Anhang, Abb. A 5.15).

In den ersten 180 Tagen wurde infolge der Befeuchtung von unten kein nennenswerter Einfluss auf die Zugspannungen an der Oberseite festgestellt. Nach 360 Tagen zeigte die unten trockene Platte kleinere Spannungen als bei einer zusätzlichen Befeuchtung an der Unterseite (siehe Anhang, Abb. A 5.16).

## 5.6 Thermisches Verformungs- und Spannungsverhalten an einem heißen Sommertag

Im Folgenden werden zunächst die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen an einer Betonplatte der Betongüte C30/37 mit einer Länge von 5 m und einer Dicke von 26 cm im Alter von ca. drei Jahren, die einer thermischen Beanspruchung an einem heißen Sommertag ausgesetzt war, vorgestellt. Die relative Feuchte der Umgebung betrug 75 %. Weitere Randbedingungen und Materialkennwerte sind Abschnitt 5.3 zu entnehmen.

In Abbildung 5.15, links ist die errechnete Temperaturverteilung über die Querschnittshöhe der Betonplatte um 7, 16, 20 und 24 Uhr angegeben. Des Weiteren sind die an der BAB A5 bei Kronau [108] gemessenen Werte (Tiefe 15, 55, 115, 235 mm) dargestellt. Aus der Abbildung 5.15, links ist eine gute Übereinstimmung zwischen den errechneten Verläufen und den gemessenen Werten feststellbar. Dies deutet auf die zutreffenden Annahmen der thermischen Materialeigenschaften hin. Um 16 Uhr (Zeitpunkt der maximalen Erwärmung) betrug der Temperaturgradient ca. 0,061 K/mm.

Die rechnerischen vertikalen Verformungen der Betonplatte infolge der Erwärmung mit anschließender gewöhnlicher Abkühlung (ohne Regen) um 7, 16, 20, 24 und 5 Uhr sind in Abbildung 5.15, rechts dargestellt. Entsprechend den Symmetriebedingungen bei der Modellierung der Betonplatte werden nur die vertikalen Verformungen einer halben Platte gezeigt. Die vertikalen Verformungen beziehen sich dabei stets auf die Ausgangslage der Betonplatte. Bei der untersuchten Platte wurde von einer konstanten Nullspannungstemperatur von 25 °C und einer konstanten Ausgangstemperatur der Betonplatte von 25 °C um 6 Uhr ausgegangen. Somit wurde eine unverformte Platte als Ausgangslage angenommen.

Wie in Abbildung 5.15, rechts erkennbar, wies die Platte infolge der Erwärmung eine Verwölbung auf. Der maximale Wert der Verwölbung betrug ca. 0,5 mm. Als Folge der Abkühlung nahm die Verwölbung der Platte mit sinkender Umgebungstemperatur ab. Gegen 20 Uhr betrug die Verwölbung ca. 0,03 mm. Mit zunehmender Abkühlungsdauer ging die Verwölbung der Platte um 5 Uhr in eine Aufschüsselung über (ca. 0,06 mm).

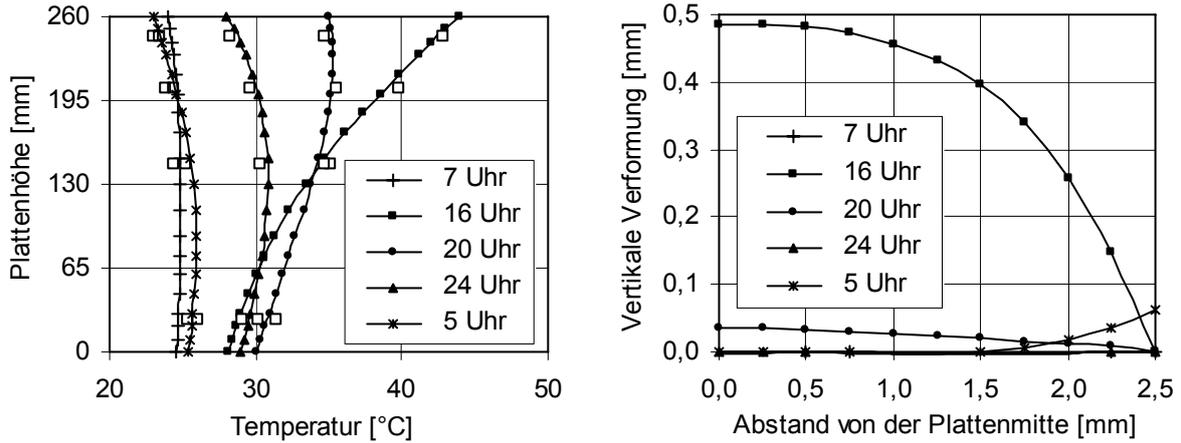


Abb. 5.15: Errechnete Temperaturverteilung in einer Betonplatte zu verschiedenen Zeitpunkten an einem heißen Sommertag und die gemessenen Werte in den verschiedenen Tiefen [108] (links) sowie die zugehörige vertikale Verformungen der Platte (rechts)

Abbildung 5.16 zeigt die Verteilung der resultierenden in Plattenebene wirkenden horizontalen Spannungen in der Mitte der Betonplatte zu verschiedenen Zeitpunkten (um 7, 16, 20, 24 und 5 Uhr). Infolge der Verwölbung der Platte entstanden Biegespannungen, welche sich mit den Eigenspannungen überlagerten. An der Oberseite wurde eine resultierende maximale Druckspannung von ca.  $-3,6 \text{ N/mm}^2$  und an der Unterseite eine Zugspannung von ca.  $2,7 \text{ N/mm}^2$  ermittelt. Ein Vergleich mit den zugehörigen Temperaturverteilungen zeigt, dass die Größe der Spannungen in einem direkten Zusammenhang mit der Temperaturverteilung bzw. den Temperaturgradienten in der Betonplatte steht.

Aufgrund der Abkühlung als Folge sinkender Umgebungstemperatur verursachen die negativen Temperaturgradienten allmählich Zugspannungen an der Oberseite der Betonplatte. Um 24 Uhr erreichte die Zugspannung an der Oberfläche einen Wert von ca.  $1 \text{ N/mm}^2$ .

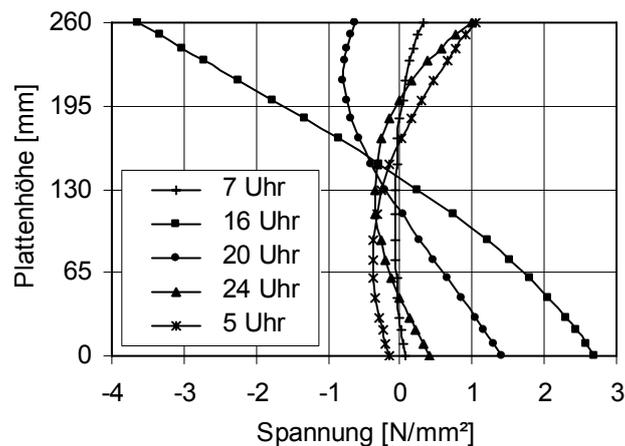


Abb. 5.16: Spannungsverteilung in der Mitte einer Betonplatte zu verschiedenen Zeitpunkten an einem heißen Sommertag

## 5.7 Einflüsse auf das Verhalten von Betonplatten unter thermischer Beanspruchung

### 5.7.1 Plattengeometrie

Im Rahmen der numerischen Parameterstudie wurde auch der Einfluss der Plattengeometrie von Betonplatten auf das Verformungs- und Spannungsverhalten untersucht. Ausgangspunkt dieser Untersuchungen bildet das in den Abschnitten 5.2 und 5.3 dargestellte Grundmodell (Länge = 5 m, Dicke = 260 mm). In die numerischen Berechnungen fanden Plattenlängen von 5,4 und 5,8 m sowie Plattendicken von 240 und 280 mm Eingang. Betrachtet wurde eine Platte der Betongüte C30/37 im Alter von ca. drei Jahren. Die Umgebungsfeuchte betrug 75 %.

Abbildung 5.17, links zeigt die vertikalen Verformung einer Betonplatte mit einer Länge von 5 m für unterschiedliche Querschnittsdicken (240, 260 und 280 mm) zum Zeitpunkt der maximalen Aufwölbung (16 Uhr) und der maximalen Aufschüsselung (5 Uhr). In Abbildung 5.17, rechts sind die zugehörigen resultierenden Spannungen in Plattenmitte dargestellt. Die dünnere Platte ( $d = 240$  mm) wies kleinere Verformungen als die dickere Platte ( $d = 280$  mm) auf. Da ein einseitig einwirkender Wärmestrom bei dünneren Betonplatten schneller den gesamten Querschnitt erfasst, war der Temperaturunterschied zwischen der Ober- und Unterseite kleiner als bei dickeren Platten, was geringere Verformungen verursachte.

Aus Abbildung 5.17, rechts geht hervor, dass um 16 Uhr die dünnere Platte ( $d = 240$  mm) an der Unterseite größere Zugspannungen (ca.  $3 \text{ N/mm}^2$ ) als die Platte mit einer Dicke von 280 mm (ca.  $2,5 \text{ N/mm}^2$ ) aufwies. Zum Zeitpunkt der maximalen Abkühlung (um 5 Uhr) wurden an der Oberseite der dicken Platte ( $d = 280$  mm) Zugspannungen bis zu  $1,15 \text{ N/mm}^2$  ermittelt.

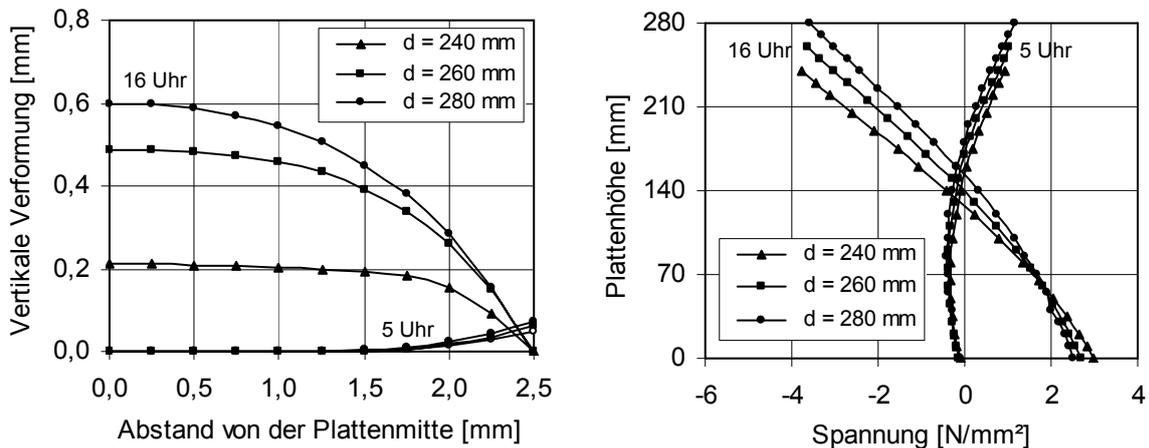


Abb. 5.17: Rechnerische Ergebnisse zum Einfluss der Plattendicke; links: Vertikale Verformungen einer Betonplatte für unterschiedliche Querschnittsdicken (240, 260 und 280 mm) um 16 Uhr (maximale Aufwölbung) und um 5 Uhr (maximale Aufschüsselung); rechts: Zugehörige Spannungsverteilung in Plattenmitte

Der Einfluss der Länge auf das Verformungsverhalten von Betonplatten infolge thermischer Beanspruchung ist in der Abbildung 5.18 ersichtlich. Erwartungsgemäß zeigte die Platte mit einer Länge von 5,4 m nach der maximalen Erwärmung eine kleinere Verformung als die Standardplatte mit einer Länge von 5 m.

Nach [49] bleiben Betonplatten im mittleren Bereich bei einer Erwärmung der Oberseite ab einer bestimmten Länge, der so genannten „kritischen Länge“, liegen und können sich in der Mitte nicht aufwölben. Die beiden Hälften einer solchen Platte weisen dementsprechend kleinere Aufwölbungen auf. Dieses Verformungsverhalten wurde bei der Platte mit einer Länge von 5,8 m festgestellt. Die jeweilige Hälfte der Platte wölbte sich auf und erreichte einen maximalen Wert von ca. 0,18 mm. Bei dem vorhandenen positiven Temperaturgradienten von 0,062 K/mm ergibt sich nach [49] eine kritische Länge von ca. 8,2 m. Im vorliegenden Fall zeigte sich, dass die Betonplatte mit einer Länge von 5,8 m eine kleinere „kritische Länge“ als die nach [49] ermittelte Länge von 8,2 m aufwies, was auf die nichtlineare Temperaturverteilung in der Platte zurückzuführen ist. Die Aufschüsselung war um 5 Uhr bei allen Platten nahezu gleich.

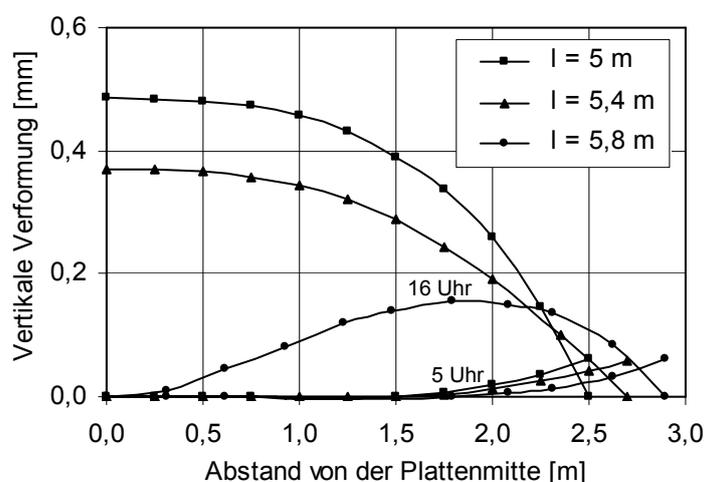


Abb. 5.18: Vertikale Verformungen einer Betonplatte mit unterschiedlichen Längen (5,0 und 5,4 sowie 5,8 m) um 16 Uhr (maximale Aufwölbung) und um 5 Uhr (maximale Aufschüsselung)

Bei den zugehörigen resultierenden Spannungen wurden nur geringfügige Änderungen infolge Änderung der Plattenlänge festgestellt (siehe Anhang, Abb. A 5.17).

### 5.7.2 Betonfestigkeitsklasse

In weiteren Untersuchungen wurde der Einfluss der Betonfestigkeitsklasse auf die Größe der Spannungen und Verformungen analysiert. Im Hinblick auf das Grundmodell (C30/37) wurden dabei eine niedrigere (C20/25) und eine höhere Festigkeitsklasse (C40/50) untersucht. Angaben zu den jeweiligen angesetzten Materialkennwerten sind den Tabellen 5.3 (mechanisch), 5.4 (hygrisch) und 5.5 (thermisch), Abschnitt 5.3 zu entnehmen. Die Untersuchungen bezogen sich auf eine Betonplatte mit einer Länge von 5 m und einer Dicke von 26 cm im Alter von drei Jahren bei einer relativen Feuchte der Umgebung von 75%.

Es wurde festgestellt, dass mit steigender Festigkeitsklasse die Verformung der Platte zunimmt, was in erster Linie auf den höheren E-Modul zurückzuführen ist (siehe Abbildung 5.19, links). Bei den rechnerischen Spannungen wurden geringfügig höhere Zugspannungen festgestellt (siehe Abbildung 5.19, rechts).

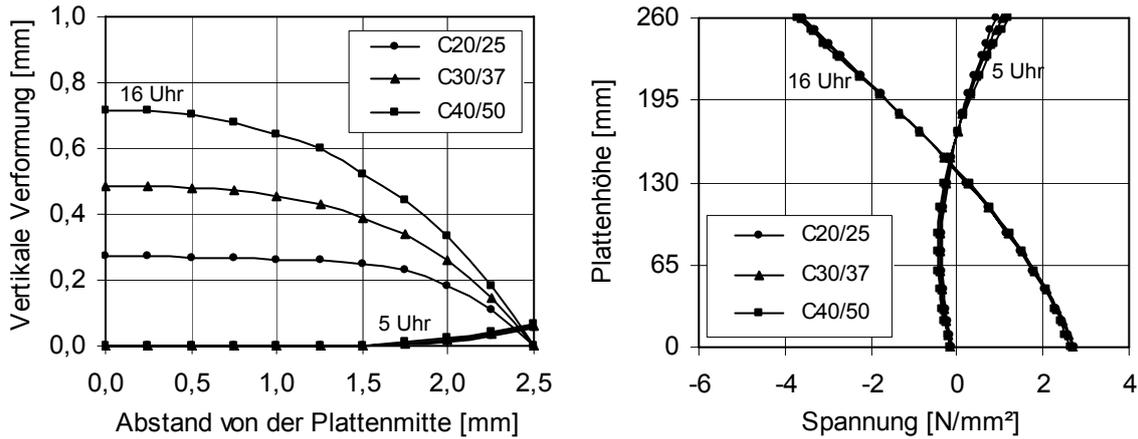


Abb. 5.19: Rechnerische Ergebnisse zum Einfluss der Betonfestigkeitsklasse; links: Vertikale Verformungen einer Betonplatte für unterschiedliche Betonfestigkeitsklassen (C20/25, C30/37, C40/50) um 16 Uhr (maximale Aufwölbung) und um 5 Uhr (maximale Aufschüsselung); rechts: Zugehörige Spannungsverteilung in Plattenmitte

### 5.7.3 Wärmeleitfähigkeit und -kapazität

Im Vergleich zur Standardplatte (siehe Abschnitt 5.3) mit einer Wärmeleitfähigkeit von  $\lambda = 2,5 \text{ W/mK}$  und einer Wärmekapazität von  $C = 700 \text{ Wh/m}^3\text{K}$  wurden zwei weitere Platten mit kleineren ( $\lambda = 2,1 \text{ W/mK}$  und  $C = 650 \text{ Wh/m}^3\text{K}$ ) und größeren ( $\lambda = 2,9 \text{ W/mK}$  und  $C = 740 \text{ Wh/m}^3\text{K}$ ) thermischen Kennwerten untersucht. Die Wärmedehnzahl wurde bei allen Betonen konstant mit  $12 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$  angesetzt.

Der Beton mit den größeren thermischen Materialkennwerten erreicht eine geringfügig höhere Temperatur an der Unterseite und somit einen kleineren Temperaturgradienten (siehe Anhang, Abb. A 5.18). Dementsprechend weist die Betonplatte mit den größeren thermischen Materialkennwerten kleinere Aufwölbungen auf (siehe Anhang, Abb. A 5.19).

Die Berechnungsergebnisse zeigen, dass die Wärmeleitfähigkeit und die Wärmekapazität die resultierenden Spannungen nur minimal beeinflussen (siehe Anhang, Abb. A 5.20).

### 5.7.4 Nullspannungstemperatur

Den Verlauf der untersuchten Nullspannungstemperaturen (positiv, konstant und negativ) sowie den Verlauf der Temperatur in der Betonplatte um 16 Uhr und um 5 Uhr an einem heißen Sommertag gibt Abbildung 5.20, links wieder. Die infolge der unterschiedlichen Temperaturgradienten entstandenen vertikalen Verformungen einer Betonplatte um 16 Uhr und um 5 Uhr sind in Abbildung 5.20, rechts dargestellt. Daraus ist erkennbar, dass der negative und der konstante Verlauf der Nullspannungstemperatur eine Aufwölbung der Platte verursachte, was auf den großen Temperaturunterschied zwischen Nullspannungstemperatur und aktueller Temperatur an der Plattenoberseite zurückzuführen ist. Die Betonplatte kühlte bis um 5 Uhr stark ab, so dass ein großer Unterschied zwischen dem positiven Verlauf der Nullspannungstemperatur und dem Verlauf der aktuellen Temperatur entstand. Hieraus resultierte eine größere Aufschüsselung der Betonplatte (ca. 2,7 mm).

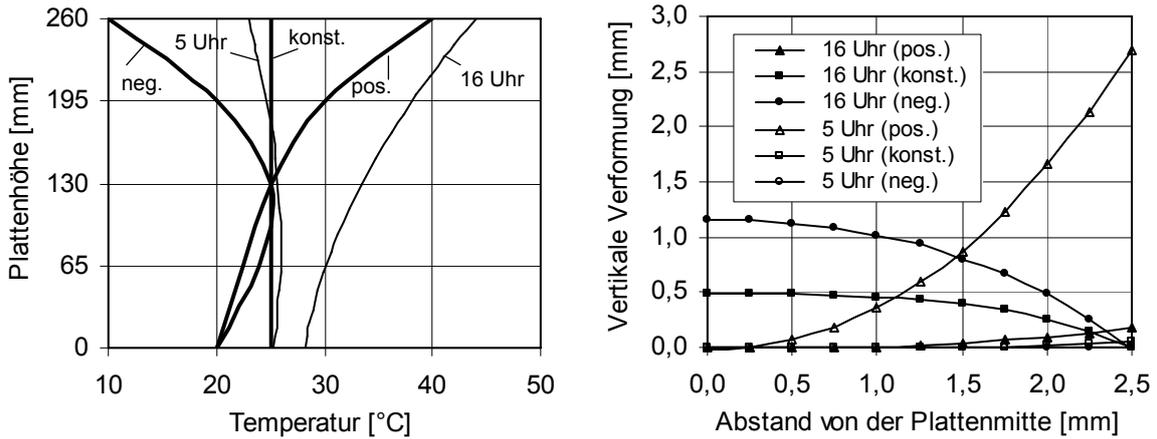


Abb. 5.20: Rechnerische Ergebnisse zum Einfluss der Nullspannungstemperatur; links: Temperaturverteilung in einer Betonplatte um 16 Uhr (maximale Erwärmung) und um 5 Uhr (maximale Abkühlung) sowie der Verlauf unterschiedlicher Nullspannungstemperaturen (positiv, konstant und negativ); rechts: Zugehörige vertikale Verformungen

Abbildung 5.21 zeigt den Einfluss der unterschiedlichen Nullspannungstemperatur auf den Verlauf der Spannungen über die Querschnittshöhe einer Betonplatte um 16 Uhr (links) und um 5 Uhr (rechts). Im Falle eines positiven Verlaufs der Nullspannungstemperatur entstanden um 16 Uhr Zugspannungen an der Plattenoberseite in der Größenordnung von ca.  $0,8 \text{ N/mm}^2$ . Ein negativer Verlauf der Nullspannungstemperatur verursachte zum selben Zeitpunkt Druckspannungen von ca.  $-8,2 \text{ N/mm}^2$  an der Oberseite. Im mittleren Bereich der Platte erreichten die Zugspannungen einen Wert von ca.  $2,9 \text{ N/mm}^2$ . Konstante Nullspannungstemperatur führte um 16 Uhr zur Entstehung von Zugspannungen (ca.  $2,7 \text{ N/mm}^2$ ) an der Plattenunterseite. Zum Zeitpunkt der maximalen Abkühlung (5 Uhr) wurde sowohl bei einem positiven als auch einem konstanten Verlauf der Nullspannungstemperatur eine Zugspannung an der Oberseite ermittelt.

Bei allen untersuchten Verläufen der Nullspannungstemperatur wurde weder an der Plattenoberseite noch an der Plattenunterseite eine Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons ( $3,6 \text{ N/mm}^2$ ) festgestellt.

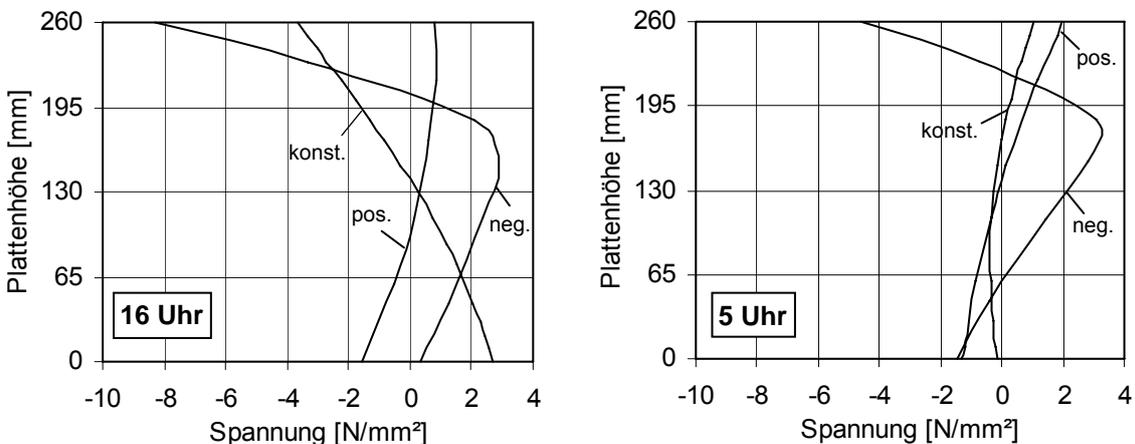


Abb. 5.21: Spannungsverteilung in Plattenmitte für unterschiedliche Nullspannungstemperaturen (positiv, konstant und negativ) zum Zeitpunkt der maximalen Erwärmung, 16 Uhr (links) und zum Zeitpunkt der maximalen Abkühlung, um 5 Uhr (rechts)

### 5.7.5 Gewitterregen

Abbildung 5.22, links zeigt die Temperaturverteilung in einer Betonplatte unmittelbar vor dem Eintreten des Gewitterregens (um 16 Uhr) sowie 10 und 30 Minuten nach dem Gewitterregen. Aus programmtechnischen Gründen [24] konnte der Einfluss der Feuchteaufnahme an der Oberseite während des Gewitterregens nicht gleichzeitig mit dem Einfluss der Temperatur erfolgen (siehe Abschnitt 4.2). In Abbildung 5.22, rechts sind die zugehörigen vertikalen Verformungen dargestellt. Aus der Abbildung 5.22, links ist erkennbar, dass sich der Temperatursturz, 30 Minuten nach dem Gewitterregen, nur in den obersten 90 mm bemerkbar machte. Der restliche Bereich der Betonplatte blieb im Hinblick auf die Temperaturverteilung nahezu unbeeinflusst. Diese große Temperaturänderung im oberen Plattenbereich bzw. der große negative Temperaturgradient war ausreichend, um die Aufwölbung der Platte maßgebend zu beeinflussen. Dies ist in der Abbildung 5.22, rechts deutlich erkennbar.

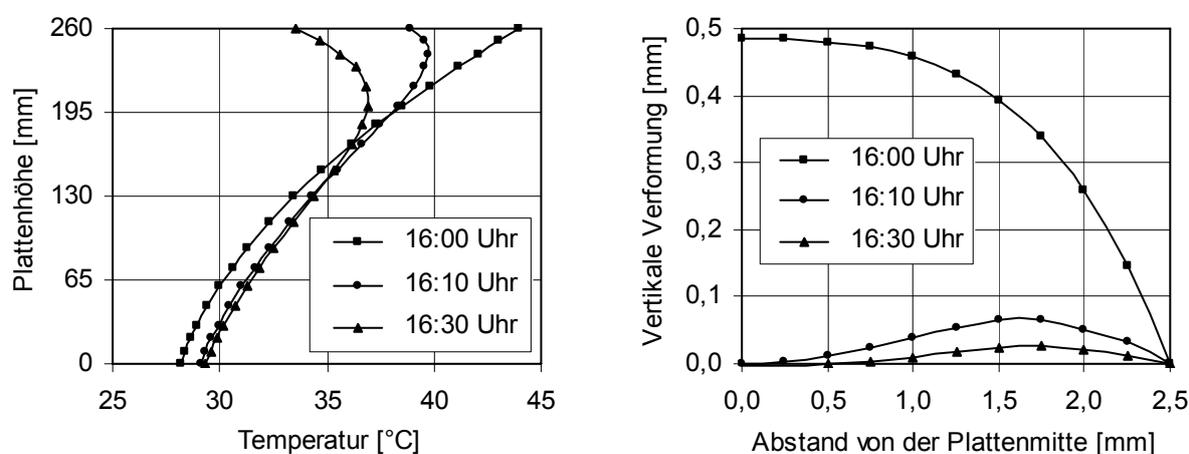


Abb. 5.22: Temperaturverteilung in einer Betonplatte vor dem Eintreten eines Gewitterregens (um 16 Uhr), sowie 10 und 30 Minuten nach dem Gewitterregen (links); rechts: Zugehörige vertikale Verformungen

Abbildung 5.23 zeigt die resultierenden Spannungen in Plattenmitte infolge thermischer Beanspruchung vor dem Eintreten des Gewitterregens (um 16 Uhr) sowie 10 und 30 Minuten nach dem Gewitterregen bei konstant angenommenem Verlauf der Nullspannungstemperatur. Aufgrund der Abkühlung der Plattenoberseite entstand 30 Minuten nach dem Gewitterregen eine Zugspannung von ca.  $0,15 \text{ N/mm}^2$  an der Oberfläche. An der Plattenunterseite wurde eine Abnahme der Zugspannungen von ca.  $2,7$  auf ca.  $2,0 \text{ N/mm}^2$  ermittelt.

Bei dieser numerischen Untersuchung konnte festgestellt werden, dass bei einer starken Abkühlung infolge eines Gewitterregens die Zugspannungen an der Oberseite die Zugfestigkeit des Betons nicht überschreiten. Dies gilt allerdings für den Fall eines konstanten Verlaufs der Nullspannungstemperatur ( $25 \text{ °C}$ ). Im Falle eines positiven Verlaufs der Nullspannungstemperatur können infolge der Abkühlung größere Zugspannungen entstehen (siehe Abschnitt 6.4.3.3). An dieser Stelle ist auch der positive Effekt der Befeuchtung während der Abkühlung zu erwähnen (siehe Abschnitt 3.5.6). Das infolge der gleichzeitigen Befeuchtung der Oberseite verursachte Quellen wirkt den Zugspannungen entgegen und führt zur Verminderung der auftretenden Zugspannungen.

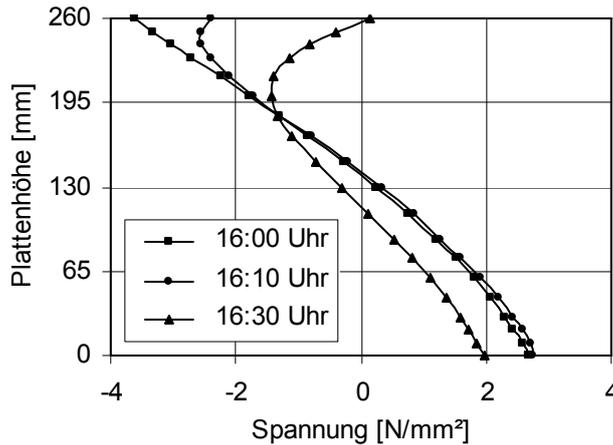


Abb. 5.23: Spannungsverteilung in der Mitte einer Betonplatte vor dem Eintreten eines Gewitterregens (um 16 Uhr), sowie 10 und 30 Minuten nach dem Gewitterregen

### 5.7.6 Extremer Thermoschock (Hagelschauer)

Der Einfluss eines extremen Thermoschocks (Hagelschauer mit Eisschichtbildung) auf das Verformungs- und Spannungsverhalten wurde ebenfalls numerisch untersucht. Den Ausgangspunkt dieser numerischen Untersuchungen bildete eine Platte der Betongüte C30/37 mit einer Länge von 5 m und einer Dicke von 26 cm (Grundmodell, siehe Abschnitt 5.2). Dabei wurde ein konstanter Verlauf der Nullspannungstemperatur angenommen.

Die Temperaturverteilung in einer Betonplatte und die zugehörige Spannungsverteilung in Plattenmitte vor dem Eintreten des extremen Thermoschocks (um 16 Uhr) sowie 10 und 30 Minuten nach dem Thermoschock sind in Abbildung 5.24 abgebildet. Abbildung 5.24, links zeigt, dass 30 Minuten nach dem Eintreten des Thermoschocks die Temperatur an der Oberfläche einen Wert von 12 °C erreichte, was den Ergebnissen der Versuche (siehe Abschnitt 3.5.2) entspricht. Die zugehörigen Verläufe der vertikalen Verformung können dem Anhang, Abb. A 5.21 entnommen werden.

Die Untersuchungen zeigen weiterhin, dass die schlagartige Abkühlung der Oberseite bereits 10 Minuten nach dem Eintreten des Thermoschocks die Umwandlung der Druckspannungen in Zugspannungen (ca. 1,2 N/mm<sup>2</sup>) verursachte (Abbildung 5.24, rechts). Nach einer 30-minütigen Abkühlungsdauer (um 16:30 Uhr) nahmen die Zugspannungen weiter zu und überschritten die Zugfestigkeit des Betons (3,6 N/mm<sup>2</sup>). Dies verursachte die Bildung feiner Oberflächenrisse, die rechnerisch eine Breite kleiner als 0,1 mm und eine Tiefe von ca. 20 mm aufwiesen. Nach der Bildung feiner Risse bauten sich die Spannungen wieder ab.

Ein positiver Verlauf der Nullspannungstemperatur kann die Bildung von weiteren Rissen begünstigen. Deshalb sollte im Hinblick auf die Verringerung der Rissbildungsgefahr ein negativer Verlauf der Nullspannungstemperatur angestrebt werden. Wie im vorherigen Abschnitt erwähnt, führt das während des Thermoschocks auf der Plattenoberseite vorhandene Wasser, das ein Quellen und die damit verbundenen Druckspannungen erzeugt, zur Verringerung der Zugspannungen.

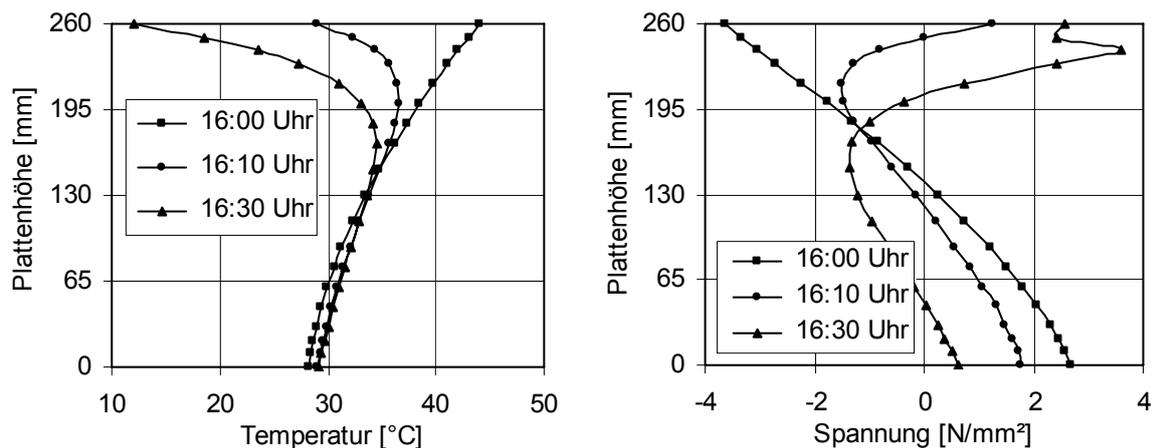


Abb. 5.24: Temperaturverteilung in einer Betonplatte vor dem Eintreten eines extremen Thermochocks (um 16 Uhr, maximale Erwärmung), sowie 10 und 30 Minuten nach dem Thermochock (links) sowie die zugehörige Spannungsverteilung in der Mitte der Platte (rechts)

## 5.8 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Aus der durchgeführten numerischen Parameterstudie zum Einfluss der hygrischen Beanspruchung auf das Verformungs- und Spannungsverhalten von Betonplatten geht hervor, dass die Größe von konkaven Verformungen (Aufschüsselung) einer Platte infolge Austrocknung an der Plattenoberseite in einer normalen Umgebung im Freien bei Annahme typischer Randbedingungen (Beton C30/37, Plattenlänge 5,0 m, Plattendicke 26 cm) einen maximalen Wert von 1,7 mm erreicht. Die Größe der Aufschüsselung bzw. der vertikalen Abhebungen der Plattenenden kann durch die Verwendung von Betonen mit einem großen Anteil an feinen Poren und einer damit einhergehenden geringeren Feuchteleitfähigkeit verringert werden. Solche Betone besitzen üblicherweise eine höhere Festigkeit. Je nach untersuchter Betongüte (C20/25, C30/37, C40/50) variierte die rechnerische vertikale Verformung der Plattenenden zwischen 1,3 und 2,1 mm. Treten Niederschläge auf, so kann davon ausgegangen werden, dass die errechneten Verformungen infolge der Befeuchtung an der Oberseite verringert werden.

Der Einfluss der Plattendicke auf die vertikalen Verformungen kann als gering eingestuft werden. Die numerischen Untersuchungen zeigten, dass eine Erhöhung der Dicke von 260 mm auf 280 mm zu keiner nennenswerten Verkleinerung der Aufschüsselung führt. Längere Platten (5,4 und 5,8 m statt 5,0 m) weisen eine kleinere Aufschüsselung auf. Dies ist jedoch mit der Bildung tiefer reichender Mikrorisse verbunden.

Die Größe der vertikalen Verformungen ist besonders ausgeprägt, wenn sich die Betonplatten in einer trockenen Umgebung (40 bis 50 % r. F.) befinden. Dies ist beispielsweise der Fall bei langen Tunneln [174], in denen die inneren Bereiche den Schwankungen der Außenumgebung nicht mehr ausgesetzt sind. Die Größenordnung solcher Verformungen kann nach einem Jahr ca. 2,5 mm betragen.

Gelangt Wasser an die Plattenunterseite, so vergrößert sich die Aufschüsselung. Die numerischen Untersuchungen zeigten, dass eine Wasseraufnahme an der Unterseite zu ca. 100 % größeren Aufschüsselungen führt. Die Befeuchtung der Unterseite verursacht eine Vergrößerung der Zugspannungen an der Oberseite.

Im Rahmen der numerischen Untersuchungen wurde festgestellt, dass bei allen untersuchten Betonen unter den verschiedenen hygri-schen Umgebungsbedingungen, abgesehen von der Nachbehandlungsphase, mit einer Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons in der oberen Randzone der Platte zu rechnen ist, was mit einer feinen Rissbildung einhergeht. Diese Rissbildung beschränkt sich auf die obere Randzone der Platte (rechnerisch 20 bis 30 mm) und beeinträchtigt die Dauerhaftigkeit nicht. Bei Betonplatten mit einer geringeren Betonqualität muss mit einer stärkeren Rissbildung gerechnet werden. Dünnere und längere Platten begünstigen ebenfalls die Rissbildung. Die Befeuchtung der Oberseite durch Regen und die damit infolge des Quellens des Betons verbundenen Druckspannungen können zur Verminderung der feinen Rissbildung beitragen.

Die numerischen Untersuchungen zur thermischen Beanspruchung zeigten, dass das Verformungs- und Spannungsverhalten von Betonplatten durch den Verlauf der Nullspannungstemperatur wesentlich beeinflusst wird. Ein positiver Verlauf der Nullspannungstemperatur kann am frühen Morgen eines Sommertags eine Aufschüsselung bis zu 2,7 mm verursachen. Bei kalten Sommernächten kann die Aufschüsselung einen noch größeren Wert erreichen. Betonplatten mit einem großen positiven Verlauf der Nullspannungstemperatur weisen zum Zeitpunkt der maximalen Erwärmung keine Aufwölbung auf. In den untersuchten Fällen wurde ermittelt, dass Aufwölbungen einen Wert von ca. 1,2 mm, im Fall des angenommenen negativen Verlaufs der Nullspannungstemperatur, erreichen können. Bei der Annahme eines konstanten Verlaufs der Nullspannungstemperatur (25 °C) erreicht die Aufwölbung an einem heißen Sommertag maximal eine Größe von 0,5 mm. Eine Platte aus einem Beton der Festigkeitsklasse C40/50 weist eine um nahezu 300 % größere Aufwölbung als die aus einem Beton der Festigkeitsklasse C20/25 hergestellte Platte auf. Dies ist auf den großen Einfluss des E-Moduls zurückzuführen. Weitere größere Aufwölbungen können durch die Zunahme der Plattendicke sowie durch die Verringerung der Wärmeleitfähigkeit und der Wärmekapazität erzeugt werden. In dickeren Platten ist in der Regel mit größeren Temperaturgradienten als bei dünneren zu rechnen.

Der Verlauf der Nullspannungstemperatur gilt als der wichtigste Parameter bei dem zu entwickelnden Bemessungsverfahren. In Kapitel 2 wurde bereits gezeigt, dass bisher nur qualitative Angaben über den Verlauf der Nullspannungstemperatur vorliegen. Für ein zuverlässiges Bemessungsverfahren sind wissenschaftlich fundierte quantifizierte Angaben über den Verlauf der Nullspannungstemperatur unerlässlich. Deshalb werden im nächsten Kapitel analytische Untersuchungen zur Nullspannungstemperatur und deren Auswirkungen auf die Spannungen durchgeführt.

Längere Betonplatten, die einer thermischen Beanspruchung ausgesetzt sind (Erwärmung), bleiben in der Mitte auf dem Untergrund liegen und weisen eine relativ kleine Aufwölbung

der beiden Plattenhälften auf. Die numerischen Untersuchungen zeigten, dass eine 260 mm dicke Platte mit einer Länge von 5,8 m bereits die kritische Länge erreicht, bei der keine Aufwölbung im Mittelbereich festzustellen ist. Die kritische Länge bei kürzeren Platten stellt sich bei einer kleineren Plattenlänge ein als in der Literatur [49] angenommen.

Bei der Simulation eines Gewitterregens mit einem Temperatursturz von ca. 10 K kam es unter der Annahme einer konstanten Nullspannungstemperatur zu keiner Rissbildung. Ein extremer Thermoschock, der durch einen Hagelschauer verursacht werden kann, führte theoretisch zu feiner Rissbildung in den obersten 20 mm der Platte. Die Rissbildung kann durch einen positiven Verlauf der Nullspannungstemperatur begünstigt werden. Das während des Hagelschauers in den Beton eingedrungene Wasser führt zum Quellen der oberen Schichten der Betonplatte. Die durch das Quellen entstandenen Druckspannungen wirken den Zugspannungen entgegen und tragen damit zur Verminderung der auftretenden Zugspannungen oder sogar zur Verhinderung von Rissbildungen an der Oberfläche bei.



## 6 Analytische Untersuchungen zur Nullspannungstemperatur

### 6.1 Allgemeines

Der Verlauf der Nullspannungstemperatur besitzt einen erheblichen Einfluss auf die auftretenden Spannungen infolge Temperatureinwirkung (siehe dazu Abschnitt 2.4.1 und 5.7.4). Je nach Herstellungsrandbedingungen (z. B. Betonierzeitpunkt, Betonzusammensetzung, Nachbehandlungsmethoden und Umgebungsbedingungen) ergeben sich negative, positive oder nahezu konstante Verläufe der Nullspannungstemperatur. Mit Hilfe von Reißrahmenversuchen kann die Nullspannungstemperatur gemessen werden. In der Praxis sind die Betonplatten jedoch anderen Randbedingungen ausgesetzt als im Labor, was die Bestimmung der Nullspannungstemperatur sehr erschwert. Angaben in der Literatur [147], [152] deuten darauf hin, dass sich die Nullspannungstemperatur ca. 8 bis 14 Stunden nach der Herstellung einstellt (siehe Abschnitt 2.2.3).

Die Spannungen infolge Temperatur lassen sich mit ausreichender Genauigkeit nur ermitteln, wenn eine klare Aussage über den Verlauf der Nullspannungstemperatur gemacht werden kann. Mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode werden numerische Berechnungen durchgeführt mit dem Ziel, den für die Spannungsermittlung maßgebenden Verlauf der Nullspannungstemperatur zu bestimmen. Die Berechnungen schließen Betonplatten mit verschiedenen Dicken unter unterschiedlichen Herstellungsbedingungen ein. Auf der sicheren Seite liegend wird bei der Spannungsermittlung der mit dem größten Gradienten errechnete Temperaturverlauf während der Erhärtungsphase (Betonalter 8 bis 14 Stunden), der im Folgenden als der Verlauf der Bezugstemperatur bezeichnet wird, verwendet. Bei der Verteilung der Bezugstemperatur wird davon ausgegangen, dass im Betonquerschnitt keine Spannungen vorherrschen.

### 6.2 Bestimmung des Verlaufs der Bezugstemperatur

#### 6.2.1 FE-Modell

Für die Durchführung der numerischen Berechnungen zur Ermittlung von Temperaturverteilungen in Betonplatten wurde das FE-Programm DIANA [24] herangezogen. Das verwendete FE-Modell bildet eine Betonplatte (Dicke 15, 20, 25, 26, 30 und 40 cm), eine hydraulisch gebundene Tragschicht (HGT = 15 cm) und eine Frostschutzschicht (FSS = 30 cm) ab. Da der Wärmetransport nur in vertikaler Richtung erfasst werden soll, spielt die Länge der Platte keine Rolle. Deshalb wurde eine Plattenlänge von nur 1 m berücksichtigt. In Abbildung 6.1 ist das FE-Netz dargestellt. Zur Modellierung der Platte, der HGT und der FSS wurden 4-Knotenelemente gewählt, die für die Durchführung der Wärmeanalyse geeignet sind. Der Wärmeaustausch zwischen Beton und Außenumgebung wurde mit Hilfe von Boundaryelementen simuliert, denen eine von der Jahreszeit und Windgeschwindigkeit abhängige Wärmeübergangszahl zugewiesen wurde.

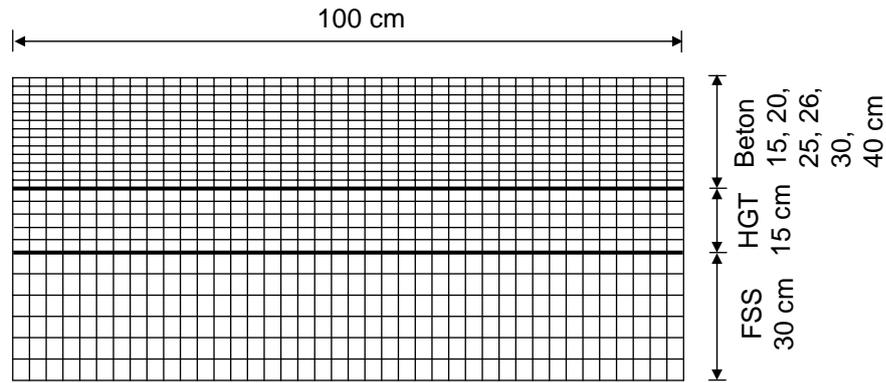


Abb. 6.1: FE-Netz des zur Bestimmung von Temperaturverteilungen verwendeten FE-Modells

## 6.2.2 Berechnungsgrundlagen

### Hydratationswärme

Mit Hilfe des Programms DIANA [24] wurde für unterschiedliche Betonzusammensetzungen die Temperaturverteilung in Betonplatten infolge Hydratationswärmeentwicklung berechnet. Dabei wurden Zementart (32,5 R, 42,5 R, 32,5-NW), Zementmenge (300, 350, 400 kg), w/z-Wert (0,45, 0,50, 0,55) und Frischbetontemperatur (im heißen Sommer 30 °C, im Sommer 25 °C, im Herbst bzw. Frühling 20 °C und im Winter 10 °C) variiert. Die Werte der unterschiedlichen Frischbetontemperaturen wurden in Anlehnung an [50], [122] sowie an Erfahrungswerte aus der Praxis in Abhängigkeit von der Jahreszeit angenommen bzw. ermittelt (siehe Abschnitt 2.2.2). Die unter adiabatischen Randbedingungen entstehende Hydratationswärmemenge verschiedener Zemente wurde in Anlehnung an DIN EN 196-8 [32] angenommen. Die für den Zement angesetzte Hydratationswärme [J/g], bestimmt im Lösungskalorimeter bei 18-21 °C im Alter von 1, 3, 7 und 28 Tagen, ist in Tabelle 6.1 angegeben [32]. Bei der Ermittlung der Hydratationswärme des Betons wurde von quarzitischer Gesteinskörnung, die oftmals in der Praxis verwendet wird, mit einem Gewicht von 1825 kg/m<sup>3</sup> ausgegangen.

Tab. 6.1: Hydratationswärmemenge verschiedener Zemente in Anlehnung an [32]

Festigkeitsklasse	Festigkeits- und Wärmeentwicklung	Hydratationswärme bei 18-21 °C bestimmt mit dem Lösungskalorimeter im Alter von Tagen [J/g]			
		1	3	7	28
32,5-NW	langsam	120	190	225	290
32,5 R	normal	165	270	325	365
42,5 R	schnell	240	325	350	400

### Temperaturkennwerte

In den Berechnungen fanden Temperaturkennwerte wie die Wärmeleitfähigkeit, die -kapazität sowie die -übergangszahl sowohl für den Beton als auch für den Untergrund der Betonplatte (HGT und FSS) Eingang. Basierend auf den Angaben in der Literatur [69], [79], [96], [134] wurden die in Tabelle 6.2 angegebenen thermischen Materialkennwerte angenommen.

Für den gesamten Betonquerschnitt wurde von einer konstanten Wärmeleitfähigkeit ausgegangen. Auf der sicheren Seite liegend wurde bei der Annahme der Wärmeübergangszahl des Betons von einer Windgeschwindigkeit von 0,0 m/s zwischen 6 und 18 Uhr im Sommer ausgegangen, was eine kleine Wärmeübergangszahl ( $\alpha_{\text{ü}} = 7,8 \text{ W/m}^2\text{K}$ ) zur Folge hat [79]. In den Abendstunden des Sommers (ab 18 Uhr) sowie während der übrigen Jahreszeiten wurde in Anlehnung an [134] eine Windgeschwindigkeit von 2 m/s ( $\alpha_{\text{ü}} = 15,0 \text{ W/m}^2\text{K}$ ) durchgehend angesetzt. Da nur Temperaturverteilungen berechnet werden sollten, waren zunächst keine Angaben über die Temperaturdehnzahl erforderlich. Für spätere Verformungs- und Spannungsberechnungen wurde nach [96], [157] eine Wärmedehnzahl von  $1,2 \cdot 10^{-5} \text{ 1/K}$  angenommen.

Tab. 6.2: Verwendete thermische Materialkennwerte in Anlehnung an [69], [79], [96], [134]

Kennwert	Beton	HGT	FSS
Wärmeleitfähigkeit [W/mK]	2,3	2,0	1,5
Wärmekapazität [Wh/m <sup>3</sup> K]	700	600	500
Wärmeübergangszahl [W/m <sup>2</sup> K]	7,8 bzw. 15,0	–	–

### Umgebungstemperatur

Anhand von Angaben über die Verläufe der Jahres- bzw. Tagestemperatur in Karlsruhe und an der BAB A5 bei Kronau [108] wurden bestimmte Tagesverläufe der Umgebungstemperatur, welche aufgrund ihrer Häufigkeit die verschiedenen Jahreszeiten repräsentieren, gewählt. Des Weiteren wurden zwei zusätzliche Verläufe für einen heißen Sommertag und einen kalten Wintertag gewählt. Im Anhang, Abb. A 6.1 sind die Verläufe der Umgebungstemperatur im Jahr 2002 [169] dargestellt.

Nach einer näheren Betrachtung der Umgebungstemperaturverläufe der einzelnen Monate (Januar bis Dezember) wurden einzelne Tagestemperaturverläufe in den Monaten August für einen Sommertag und Februar für einen Wintertag in Betracht gezogen. Da die Temperaturverläufe der Umgebung im Herbst und im Frühling keine nennenswerten Unterschiede aufweisen, wurde ein Tag im März als repräsentativ für die Jahreszeiten Herbst und Frühling ausgewählt. Tagestemperaturverläufe für einen heißen Sommertag mit einer maximalen Temperatur von ca. 37 °C und einen sehr kalten Wintertag mit einer minimalen Temperatur von ca. -15 °C wurden im Juni bzw. im Januar festgestellt. Abbildung 6.2 zeigt die gewählten Temperaturverläufe der Umgebung zu verschiedenen Zeiten.

In geschlossenen Hallen herrscht über längere Zeiträume nahezu konstante Umgebungstemperatur. Daher wurde für die Herstellung von Betonplatten in geschlossenen Hallen zunächst von einer konstanten Umgebungstemperatur von 20 °C ausgegangen.

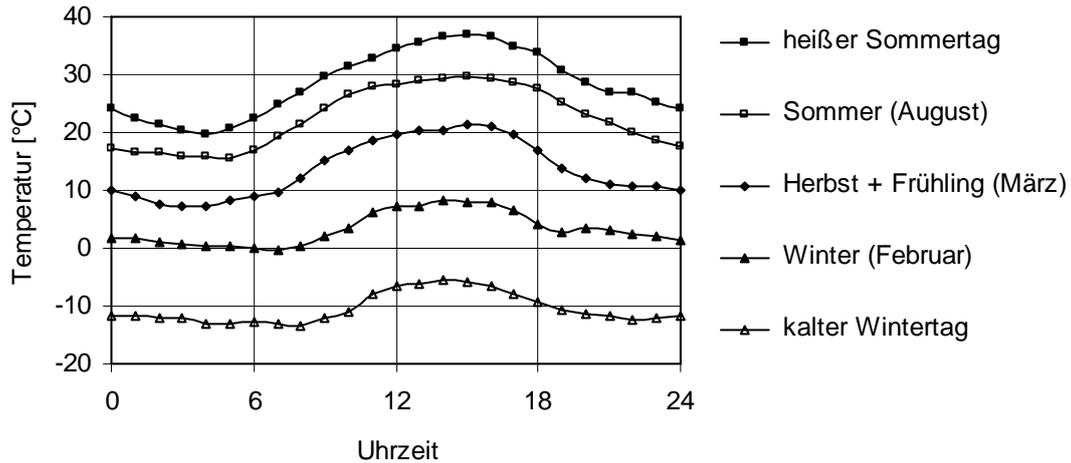


Abb. 6.2: Repräsentative Verläufe der Umgebungstemperatur zu den verschiedenen Jahreszeiten sowie für einen heißen Sommertag und einen kalten Wintertag

### Temperatur des Untergrunds

Zur Bestimmung der Temperaturverteilung in Betonplatten in den ersten Stunden nach der Herstellung musste zunächst die Temperaturverteilung im Untergrund (HGT und FSS) unmittelbar vor dem Betoneinbau bestimmt werden. Bei den Untersuchungen wurde davon ausgegangen, dass die Betonplatten stets morgens hergestellt werden. Das Betonieren am Nachmittag eines heißen Sommertags wurde zusätzlich untersucht. Es wurde davon ausgegangen, dass an kalten Wintertagen (ca.  $-10\text{ °C}$ ) in der Regel keine Betonplatten hergestellt werden.

Mit Hilfe des im Abschnitt 6.2.1 dargestellten FE-Modells, abzüglich der Betonplatte, wurde die Temperaturverteilung im Untergrund ermittelt. Die in Abbildung 6.2 gewählten Umgebungstemperaturverläufe zu den verschiedenen Jahres- bzw. Tageszeiten lagen diesen Berechnungen zugrunde. Für die Wärmeübergangszahl der HGT wurde vereinfachend von den Werten des Betons (Tabelle 6.2) ausgegangen. In Abbildung 6.3 sind die Temperaturverteilungen im Untergrund (HGT und FSS) zu verschiedenen Zeitpunkten unmittelbar vor dem Betoneinbau dargestellt.

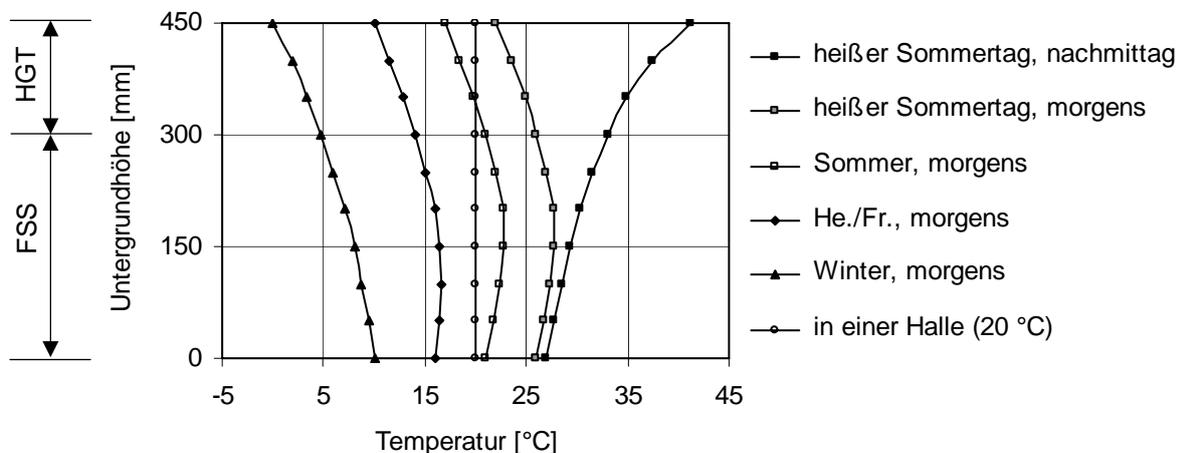


Abb. 6.3: Temperaturverteilung im Untergrund (HGT und FSS) zu verschiedenen Zeitpunkten bzw. in einer Halle mit einer konstanten Umgebungstemperatur von  $20\text{ °C}$  unmittelbar vor dem Betoneinbau

### Nachbehandlung

Bei einer Betonplattenherstellung im Sommer dient die Nachbehandlung nicht nur als Gegenmaßnahme zur Vermeidung einer starken Austrocknung der Oberfläche, sondern auch gegen eine starke Erwärmung durch die Sonneneinstrahlung (siehe Abschnitt 2.2.3). Üblicherweise wird die Nachbehandlung in der Praxis mit flüssigen Nachbehandlungsfilmen durchgeführt, die keinen ausreichenden Schutz vor einer starken Erwärmung bieten. Hinsichtlich des Schutzes vor einer starken Erwärmung erwies sich die Nachbehandlung mit feuchten Jutetüchern oder mit einem weiß pigmentierten Nachbehandlungsmittel in experimentellen Untersuchungen [71] als am effektivsten.

Im Rahmen der numerischen Berechnungen wurde der Einfluss der Nachbehandlung auf den Verlauf der Nullspannungstemperatur bzw. den Verlauf mit dem größten Temperaturgradienten in der Erhärtungsphase (Bezugstemperatur) untersucht. Dabei wurden Verläufe der Bezugstemperatur für Betonplatten ermittelt, die mit feuchten Jutetüchern bzw. einem weiß pigmentierten Nachbehandlungsmittel nachbehandelt wurden. Des Weiteren wurde der Einfluss einer fehlenden Nachbehandlung sowie einer Herstellung im Schatten (Zelt) erfasst. Dies konnte in Anlehnung an [130] und [151] durch eine Erhöhung bzw. eine Minimierung der Oberflächentemperatur simuliert werden. Bei einer Plattenherstellung in anderen Jahreszeiten (Herbst, Frühling und Winter) spielt die Erwärmung infolge Sonneneinstrahlung eher eine untergeordnete Rolle und die Nachbehandlung dient in erster Linie dem Schutz vor starker Austrocknung. Daher wurde der Einfluss einer fehlenden Nachbehandlung im Hinblick auf die thermische Beanspruchung während der anderen Jahreszeiten nicht untersucht. Es wird grundsätzlich von einer Nachbehandlung mit feuchten Jutetüchern oder mit einem weiß pigmentierten Nachbehandlungsmittel (o. Ä.) ausgegangen.

### 6.2.3 Ergebnisse

Wie bereits erläutert, stellt sich die Bezugstemperatur je nach Randbedingungen zwischen 8 und 14 Stunden nach der Plattenherstellung ein. Abbildung 6.4 zeigt die Temperaturverteilung nach 8, 10, 12 und 14 Stunden in einer Betonplatte der Dicke 26 cm, welche am Morgen eines heißen Sommertags (links) bzw. eines Wintertags (rechts) hergestellt wurde.

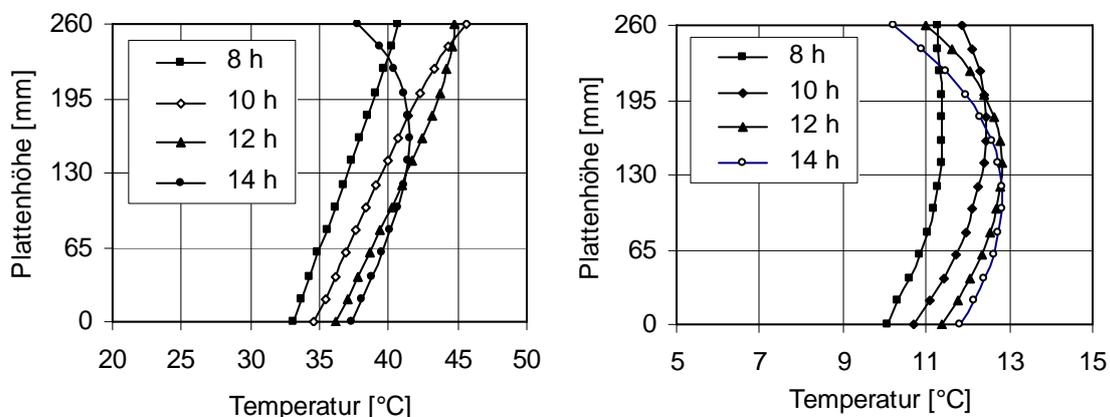


Abb. 6.4: Temperaturverteilung in Betonplatten mit einer Dicke von 260 mm zum Zeitpunkt 8, 10, 12, 14 h nach einer Plattenherstellung am Morgen eines heißen Sommertags (links) und am Morgen eines Wintertags (rechts)

In Abbildung 6.4, links ist erkennbar, dass sich nach einer Herstellung im Sommer der Temperaturverlauf mit dem größten Gradienten (0,042 K/mm) nach 10 Stunden (ca. um 16 Uhr) ergab. Bei einer Plattenherstellung im Winter (Abbildung 6.4, rechts) stellten sich die maximalen Temperaturgradienten nach 14 Stunden ein und erreichten einen maximalen Wert von ca. -0,007 K/mm. Die Temperaturverteilungen in einer dickeren Betonplatte ( $d = 40$  cm) zeigt qualitativ die gleichen Tendenzen (siehe Anhang, Abb. A 6.2). Den hier durchgeführten Berechnungen liegt die in Tabelle 6.3, Abschnitt 6.3.4 angegebene Betonzusammensetzung.

Weitere Berechnungen zeigten, dass sich die maßgebende Temperaturverteilung (d. h. die Temperaturverteilung mit dem maximalen Temperaturgradienten) bei einer Herstellung im Herbst/Frühling ebenfalls nach 10 Stunden einstellte (siehe Anhang, Abbildung A 6.3 oben). Erfolgte das Betonieren am Nachmittag eines Sommertags, so wird von einem späteren Zeitpunkt der Erhärtung ausgegangen und die Temperaturverteilung nach 14 Stunden wird als die Verteilung der Bezugstemperatur betrachtet (siehe Anhang, Abbildung A 6.3 Mitte). Bei der Verwendung eines Zements mit langsamer Hydratationswärmeentwicklung an einem heißen Sommertag wird die Temperaturverteilung nach 14 Stunden als maßgebend bei der Annahme der Bezugstemperatur berücksichtigt (siehe Anhang, Abbildung A 6.3 unten).

Zur Bestimmung des Verlaufs der Bezugstemperatur wird die Temperaturverteilung zu folgenden Zeitpunkten in Betracht gezogen:

- Bei Plattenherstellung morgens im Sommer, im Herbst und Frühling: 10 Stunden
- Bei Plattenherstellung nachmittags im Sommer und morgens im Winter: 14 Stunden
- Bei Plattenherstellung morgens im Sommer unter Verwendung eines NW-Zements: 14 Stunden

### 6.3 Einflüsse auf den Verlauf der Bezugstemperatur

Im Anschluss an die Ermittlung des Verlaufs der Bezugstemperatur erfolgten im nächsten Schritt numerische Berechnungen zur Erfassung der Einflüsse der verschiedenen Parameter auf den Verlauf der Bezugstemperatur. Die numerischen Berechnungen beschränkten sich zunächst auf eine Betonplatte mit einer Dicke von 26 cm. Um den Einfluss der einzelnen Parameter auf die Bezugstemperatur genauer erfassen bzw. quantifizieren zu können, erfolgten weitere Berechnungen für eine Betonplatte der Dicke 40 cm. Auf der Grundlage der gewonnenen Berechnungsergebnisse sollen die wesentlichen Einflussfaktoren erfasst und beim neu zu entwickelnden Bemessungsverfahren berücksichtigt werden.

Die untersuchten Parameter schließen die Jahreszeit, die Tageszeit, den Betonierort, die Nachbehandlung, die Zementart, die Zementmenge, den w/z-Wert und die Frischbetontemperatur ein. Da die Plattenherstellung im heißen Sommer als kritisch eingestuft wird [71], [130], konzentrierten sich einige Berechnungen auf diesen kritischen Jahresabschnitt. Grundlage dieser Berechnungen bildete die Grundbetonzusammensetzung mit einem Zement CEM I 32,5 R, einer Zementmenge von  $350 \text{ kg/m}^3$ , einem w/z-Wert von 0,5 und einer quarzitären Gesteinskörnung mit einem Gehalt von  $1825 \text{ kg/m}^3$ . Zusatzstoffe wurden hierbei nicht berücksichtigt.

### 6.3.1 Betonierzeitpunkt und -umgebung

Der Verlauf der Bezugstemperatur in Betonplatten wird sowohl vom Betonierzeitpunkt als auch von der Umgebung (im Freien oder in geschlossenen Hallen) wesentlich beeinflusst. In Abhängigkeit von der Jahres- und Tageszeit (insbesondere im Sommer) entstehen positive, negative oder nahezu konstante Verläufe der Bezugstemperatur, welche in Verbindung mit den Temperaturverteilungen, die sich in der späteren Umgebung einstellen, unterschiedliche Verformungen (Aufschüsselung oder Aufwölbung) hervorrufen. Diese Verformungen haben letztendlich Zugspannungen an der Ober- bzw. Unterseite zur Folge, die bei der Bemessung von Betonplatten berücksichtigt werden sollen.

Die numerischen Untersuchungen zeigten, dass der Tageszeitpunkt (morgens oder nachmittags) bei einer Herstellung im Freien einen maßgebenden Einfluss auf die Nullspannungstemperatur besitzt. Dies gilt insbesondere für Sommer- bzw. heiße Sommertage. In Abbildung 6.5 sind die Verläufe der Bezugstemperatur in einer Betonplatte der Dicke 26 cm und 40 cm, welche an einem heißen Sommertag morgens (6 Uhr) bzw. nachmittags (14 Uhr) hergestellt wurden, dargestellt. Bei beiden Platten ist der günstige Einfluss des Betonierens am Nachmittag gegenüber dem Betonieren am Morgen deutlich erkennbar. Während der Bezugstemperaturgradient bei der Herstellung am Morgen einen Wert von ca. 0,042 K/mm bei der dünnen Platten bzw. ca. 0,029 K/mm bei der dicken Platte erreichte, ergab sich beim Herstellen am Nachmittag ein negativer Gradient von ca. -0,023 bzw. -0,015 K/mm.

Die Verläufe der hier berechneten Bezugstemperatur decken sich qualitativ mit den Angaben in der Literatur über den Nullspannungstemperaturverlauf (siehe Abschnitt 2.2.3). Die in der Literatur angenommenen Nullspannungstemperaturverläufe weichen quantitativ von den hier dargestellten Verläufen ab, da dort der Verlauf oftmals nur abgeschätzt wurde, während bei den hier vorliegenden Berechnungen der Verläufe der Nullspannungstemperatur bzw. Bezugstemperatur sowohl betontechnologische Parameter als auch herstellungstechnische Randbedingungen Berücksichtigung fanden. In dieser Form wurde der Verlauf der Nullspannungstemperatur bzw. Bezugstemperatur bisher nicht rechnerisch bestimmt.

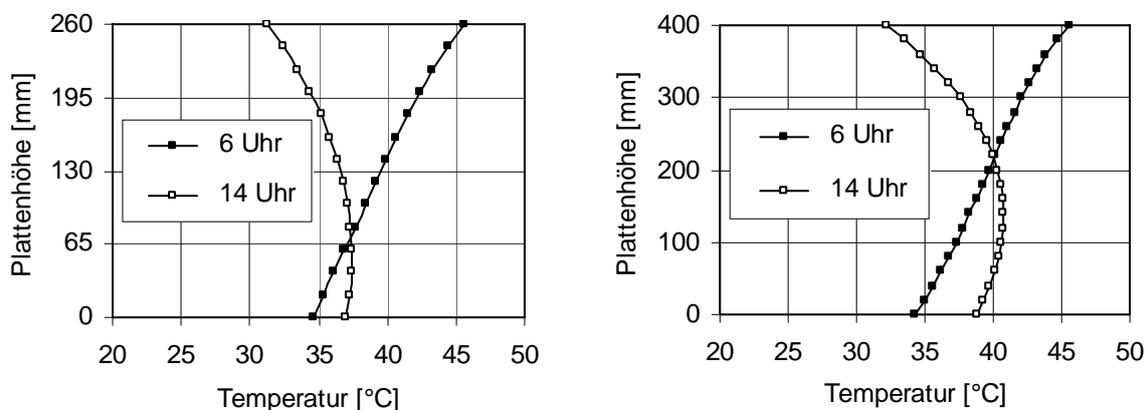


Abb. 6.5: Verlauf der Bezugstemperatur in Betonplatten mit einer Dicke von 260 mm (links) und 400 mm (rechts) nach einer Herstellung am Morgen (6 Uhr) und am Nachmittag (14 Uhr) eines heißen Sommertags

Auch die Jahreszeit beeinflusst den Verlauf der Bezugstemperatur maßgeblich. In Abbildung 6.6 ist die Verteilung der Bezugstemperatur in einer Betonplatte mit einer Dicke von 26 cm nach einer Herstellung im heißen Sommer, Sommer, Herbst bzw. Frühling und Winter abgebildet. Die Herstellung erfolgte in allen Jahreszeiten um 6 Uhr. Des Weiteren ist die Bezugstemperaturverteilung in einer Platte, die in einer geschlossenen Halle mit einer konstanten Umgebungstemperatur von 20 °C hergestellt wurde, dargestellt.

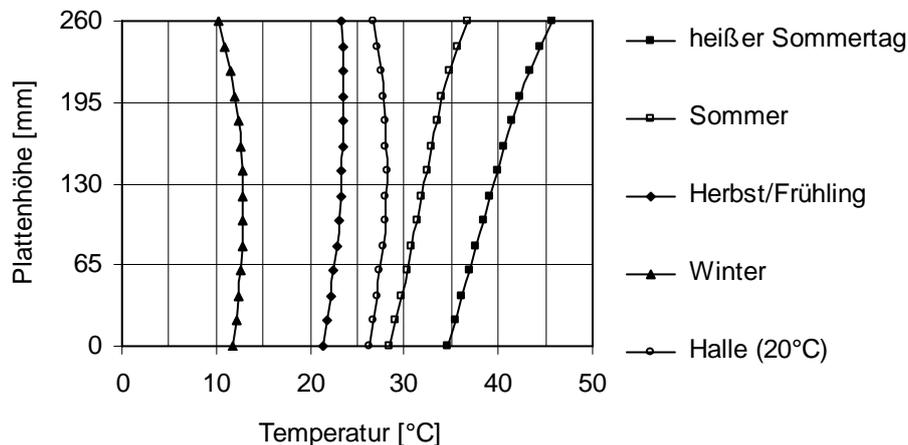


Abb. 6.6: Unterschiedliche Verläufe der Bezugstemperatur in einer Betonplatte mit einer Dicke von 260 mm in Abhängigkeit von der Herstellung im Freien am Morgen verschiedener Jahreszeiten bzw. in einer geschlossenen Halle mit einer konstanten Umgebungstemperatur von 20 °C

Aus der Abbildung 6.6 ist erkennbar, dass bei einer Herstellung im Winter und Herbst/Frühling sowie in einer Halle mit einer konstanten Temperatur von 20 °C relativ kleine Gradienten der Bezugstemperatur entstehen. Diese Temperaturgradienten betragen +0,008 K/mm im Herbst/Frühling, -0,006 K/mm im Winter und -0,002 K/mm in der Halle. Im Sommer erreichten die Temperaturgradienten einen Wert von +0,032 K/mm und an einem heißen Sommertag +0,042 K/mm. Weitere Untersuchungen für eine Betonplatte mit einer Dicke von 40 cm zeigten die gleichen Tendenzen (siehe Anhang, Abb. A 6.4).

### 6.3.2 Frischbetontemperatur

In Abbildung 6.7 ist der errechnete Bezugstemperaturverlauf in Betonplatten ( $d = 26$  und  $40$  cm) infolge einer Herstellung am Morgen eines heißen Sommertags unter Berücksichtigung unterschiedlicher Frischbetontemperaturen (20, 25 und 30 °C) angegeben. Eine Verringerung der Frischbetontemperatur von 30 auf 20 °C führte zur Senkung der Bezugstemperatur bei beiden Platten um ca. 5 K. Dabei wurden keine nennenswerten Änderungen der Temperaturgradienten festgestellt. Bei einer Betonplatte mit einer Dicke von 26 cm nahm der Temperaturgradient von ca. 0,042 K/mm auf ca. 0,037 K/mm ab. Noch geringer war der Einfluss der Frischbetontemperatur auf die Temperaturgradienten bei der dickeren Platte ( $d = 40$  cm), bei der der Temperaturgradient von ca. 0,028 K/mm auf ca. 0,026 K/mm sank. Inwiefern dies die resultierenden Spannungen beeinflusst, wird im Abschnitt 6.4.3.5 untersucht.

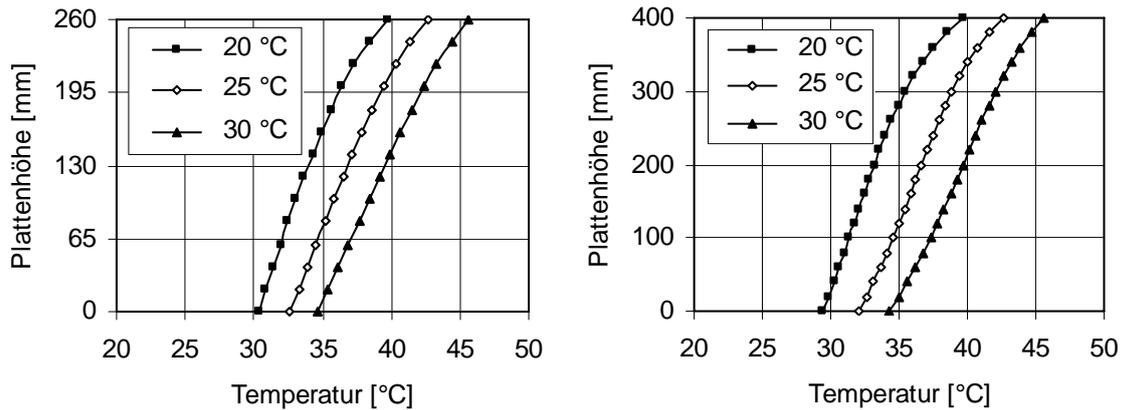


Abb. 6.7: Einfluss der Frischbetontemperatur (20, 25 und 30 °C) auf die Bezugstemperatur in Betonplatten mit einer Dicke von 260 mm (links) und 400 mm (rechts) infolge einer Herstellung am Morgen eines heißen Sommertags

### 6.3.3 Nachbehandlung

Ein wichtiger Parameter, der den Verlauf der Bezugstemperatur maßgeblich beeinflusst, ist die Nachbehandlung. Insbesondere im Sommer ist, im Hinblick auf die Verringerung der Erwärmung der Betonplatten infolge Sonnenstrahlung, die Nachbehandlung unverzichtbar. An heißen Sommertagen wird in der Literatur [71], [130], [151] auf das Betonieren im Zelt (Schatten) hingewiesen, um eine starke Erwärmung der Betonplatten zu vermeiden. In Abbildung 6.8 ist die Verteilung der Bezugstemperatur in nicht nachbehandelten und mit feuchten Jutetüchern nachbehandelten Betonplatten ( $d = 26$  und  $40$  cm) sowie für welche, die im Schatten hergestellt wurden, angegeben. Abbildung 6.8 zeigt, dass eine fehlende Nachbehandlung zu einer Erhöhung der Temperatur an der Oberfläche um ca. 5 K führte. Die Temperaturgradienten in einer Betonplatte mit einer Dicke von 26 cm konnten durch die Nachbehandlung von ca. 0,054 auf ca. 0,042 K/mm reduziert werden. Ein Betonieren im Schatten hatte zur Folge, dass die hohen Bezugstemperaturgradienten sogar auf ca. 0,013 K/mm sanken. Die Temperaturverläufe in einer Betonplatte mit einer Dicke von 40 cm bestätigen den positiven Einfluss der Nachbehandlung und des Betonierens im Schatten auf die Bezugstemperatur.

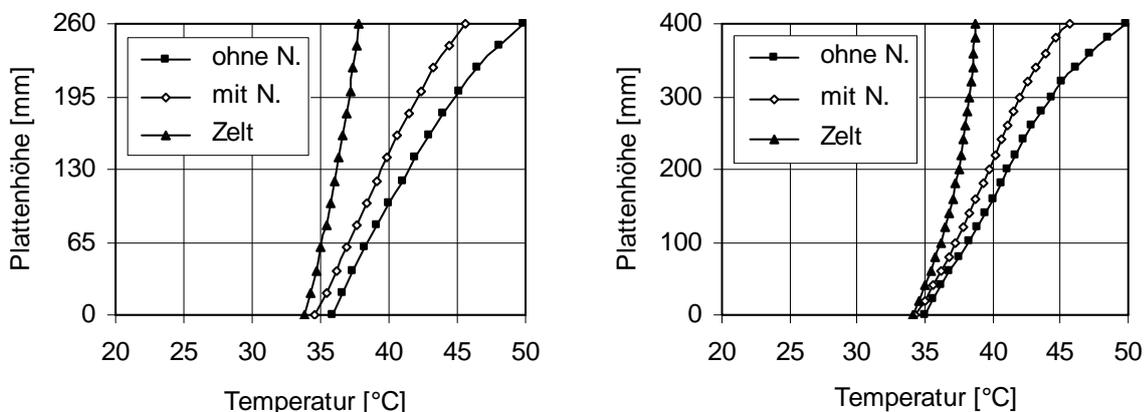


Abb. 6.8: Einfluss der fehlenden Nachbehandlung (ohne N.), der Nachbehandlung (mit N.) und des Betonierens im Schatten (Zelt) auf die Bezugstemperatur in Betonplatten mit einer Dicke von 260 mm (links) und 400 mm (rechts) infolge einer Herstellung am Morgen eines heißen Sommertags

### 6.3.4 Betonzusammensetzung

Wie bereits im Abschnitt 6.2.2 erwähnt, schlossen die numerischen Untersuchungen zur Bestimmung der Nullspannungstemperatur bzw. Bezugstemperatur Einflüsse der Betonzusammensetzung ein. Im Wesentlichen konzentrierten sich die Berechnungen auf die Erfassung der Einflüsse der Zementart, der Zementmenge und des w/z-Werts. Die Art der Gesteinskörnung hätte in erster Linie einen Einfluss auf die Wärmeleitfähigkeit und die Wärmekapazität des Betons. Die Verwendung kalzitischer Gesteinskörnung führt gegenüber der Verwendung von quarzitischer Gesteinskörnung zu einer Erhöhung der Temperaturkennwerte, was einen günstigen Einfluss auf die entstehenden Temperaturgradienten besitzt (siehe dazu [93], [96]). Des Weiteren haben diese Parameter einen minimalen Einfluss auf die entstehenden Spannungen (siehe Abschnitt 5.7.3). Deshalb fand auf der sicheren Seite liegend nur quarzitischer Gesteinskörnung Berücksichtigung. Tabelle 6.3 gibt einen Überblick über die in den numerischen Berechnungen verwendete Betonzusammensetzung (Hauptrezeptur). In der untersuchten Betonzusammensetzung sind keine Zusatzstoffe enthalten.

Tab. 6.3: In den numerischen Berechnungen verwendete Haupt-Betonzusammensetzung

Zementart	CEM I 32,5 R
Zementgehalt	350 kg/m <sup>3</sup>
Wassergehalt	175 kg/m <sup>3</sup>
w/z-Wert	0,5
quarzitischer Gesteinskörnung	1825 kg/m <sup>3</sup>

Die numerischen Untersuchungen zeigten, dass die Veränderung der Zementmenge um  $\pm 50$  kg/m<sup>3</sup> sowie die Veränderung des w/z-Werts um  $\pm 0,05$  zu keinen nennenswerten Differenzen im Verlauf der Bezugstemperatur führten (siehe Anhang, Abbildung A 6.5). Dabei blieben die Temperaturgradienten nahezu konstant. Bezüglich der Betonzusammensetzung stellte sich die Zementart als ein maßgebender betontechnologischer Parameter heraus.

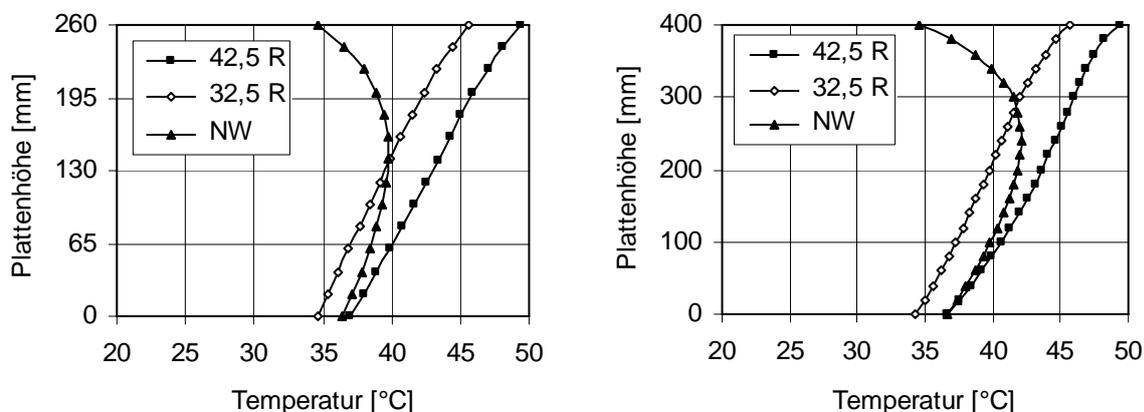


Abb. 6.9: Einfluss der Zementart auf die Bezugstemperatur in Betonplatten mit einer Dicke von 260 mm (links) und 400 mm (rechts) infolge einer Herstellung am Morgen eines heißen Sommertags

Abbildung 6.9 zeigt die Verläufe der Bezugstemperatur in Betonplatten mit einer Dicke von 26 cm und einer Dicke von 40 cm in Abhängigkeit von der Zementart (42,5 R, 32,5 R und 32,5-NW). Die Herstellung fand morgens an einem heißen Sommertag statt. Die Verwendung eines schnell erhärtenden Zements anstelle vom normal erhärtenden Zement verursachte eine Erhöhung der Bezugstemperatur um ca. 4 K bzw. eine Verschiebung des gesamten Verlaufs um ca. 4 K. Dabei wurden keine wesentlichen Änderungen des Temperaturgradienten festgestellt. Der Einsatz eines langsam erhärtenden Zements mit geringer Hydratationswärmeentwicklung (NW-Zement) ergab einen günstigen negativen Verlauf der Bezugstemperatur, was mit der späteren Erhärtung des NW-Zements zusammenhängt.

## 6.4 Spannungen in Betonplatten unter Berücksichtigung der ermittelten Bezugstemperatur

Nach der rechnerischen Bestimmung der Bezugstemperatur bzw. der Temperaturverteilung mit dem größten Gradienten in der Erhärtungsphase unter verschiedenen betontechnologischen und herstellungstechnischen Randbedingungen wurde das Spannungsverhalten von Betonplatten analysiert. Mit Hilfe des entwickelten numerischen Modells (siehe Kapitel 4) und basierend auf den gewonnenen Ergebnissen der Untersuchungen zur Nullspannungstemperatur wurden die maximalen Spannungen in horizontaler Plattenebene  $\sigma_x$ , welche infolge der Verformung der Platten (Aufschüsselung bzw. Aufwölbung) stets in Plattenmitte an der Oberseite bzw. Unterseite entstehen, ermittelt.

### 6.4.1 FE-Modell

Zur Ermittlung der Spannungen wurde eine Platte mit einer Dicke von 26 cm und eine Länge von 500 cm zweidimensional modelliert (Abschnitt 4.4.3). Um den Einfluss der verschiedenen Parameter auf die Spannungen in anderen Platten zu erfassen, wurde eine weitere dickere Platte mit den Abmessungen Länge x Dicke = 800 x 40 cm<sup>2</sup> modelliert. Bei der Wahl der dickeren Platte wurde darauf geachtet, dass das Verhältnis  $l/d = 20$  ist, was der ersten Platte ( $d = 26$  cm) mit einem Wert von  $l/d = 19,23$  entspricht. Abbildung 6.10 zeigt das FE-Netz (eine Symmetriehälfte) der beiden Platten, die später als Standardplatten bezeichnet werden.

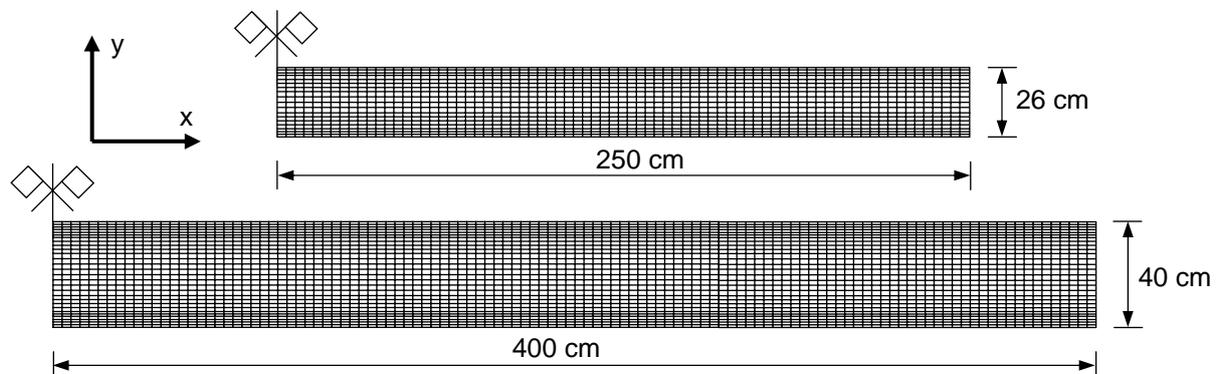


Abb. 6.10: FE-Netz einer Betonplatte (Symmetriehälfte) mit einer Gesamtlänge von 500 cm und einer Dicke von 26 cm sowie einer weiteren Platte mit einer Gesamtlänge von 800 cm und einer Dicke von 40 cm zur Erfassung der Spannungen infolge unterschiedlicher Verläufe der Nullspannungstemperatur bzw. Bezugstemperatur

Da die Steifigkeit des Untergrunds einen sehr geringen Einfluss auf die Spannungen infolge thermischer Beanspruchung besitzt [96], [109], wurde bei den Berechnungen von einer auf Druck starren Lagerung ausgegangen. Zur Simulation von Aufwölbungen und Aufschüsslungen der Platten sind Interfaceelemente, die keine Zugsteifigkeit besitzen, gewählt worden. Die Betonplatten wiesen keinen Verbund mit dem Untergrund auf. Weitere Angaben über das FE-Modell können Abschnitt 4.4.3 entnommen werden.

Weitere Untersuchungen (Abschnitt 5.7.2) zeigten, dass die Festigkeitsklasse des Betons einen vernachlässigbaren Einfluss auf die resultierenden Spannungen besitzt. Daher schließen die hier durchgeführten numerischen Berechnungen nur einen Beton mit der Festigkeitsklasse C30/37 ein. Für den Beton gelten die in Tabelle 6.4 angegebenen Materialkennwerte. Die Betonzusammensetzung kann der Tabelle 6.3 entnommen werden.

Tab. 6.4: Materialkennwerte des Betons

Druckfestigkeit ( $f_{cm}$ )	40 N/mm <sup>2</sup>
Zugfestigkeit ( $f_{ctm}$ )	3,6 N/mm <sup>2</sup>
E-Modul ( $E_{cm}$ )	34000 N/mm <sup>2</sup>
Bruchenergie ( $G_F$ )	0,21 N/mm
Querdehnzahl ( $\nu$ )	0,2
Wärmeausdehnungskoeffizient ( $\alpha$ )	$1,2 \cdot 10^{-5}$ 1/K
Wärmeleitfähigkeit ( $\lambda$ )	2,3 W/mK
Wärmekapazität (C)	700 Wh/m <sup>3</sup> K

### 6.4.2 Bestimmung der maßgebenden Temperaturverteilungen

In Betonplatten ergeben sich in Abhängigkeit von der Tages- und Jahreszeit zumeist nichtlineare Temperaturverteilungen [108]. Je nach Verlauf der Nullspannungstemperatur führen diese Temperaturverteilungen zu unterschiedlichen Spannungen (siehe Abschnitt 2.4.1 und Abschnitt 5.7.4). Die Größe der resultierenden Spannungen sowie deren Verteilung über der Plattenhöhe hängen in erster Linie vom Unterschied zwischen dem Verlauf der aktuellen Temperatur und dem Verlauf der Nullspannungstemperatur in den Platten ab.

Zur Erläuterung wird eine Betonplatte ( $l = 5$  m,  $d = 26$  cm), die am Morgen eines heißen Sommertags hergestellt wurde, betrachtet. In Abbildung 6.11, links sind die aktuelle Temperaturverteilung frühmorgens eines Sommertags (5 Uhr) sowie der Verlauf der Nullspannungs- bzw. Bezugstemperatur abgebildet. Abbildung 6.11, rechts zeigt den Verlauf des Temperaturunterschieds zwischen der aktuellen Temperatur und der Bezugstemperatur. Im Grau markierten Bereich wurde eine Verkürzung der Betonplatte festgestellt, die im Falle einer Behinderung Längsspannungen zur Folge hat. Die gestrichelte Linie zeigt die beiden linearen und gekrümmten Anteile, welche die Entstehung von Biege- und Eigenspannungen verursachen (siehe dazu Abschnitt 2.4.1). Bei der Bestimmung der gestrichelten Linie soll die Summe der gekrümmten Anteile unter Berücksichtigung des Vorzeichens Null ergeben.

Die analytischen Untersuchungen zeigten, dass nachts bzw. frühmorgens sowohl im Sommer als auch im Winter große negative Temperaturgradienten in Betonplatten entstehen. Noch größere Gradienten können durch Gewitterregen verursacht werden. Die maximalen positiven Gradienten stellen sich im Sommer nachmittags ein. Im folgenden Abschnitt werden mit Hilfe des numerischen Modells die maßgebenden Spannungen unter Berücksichtigung verschiedener Randbedingungen erfasst.

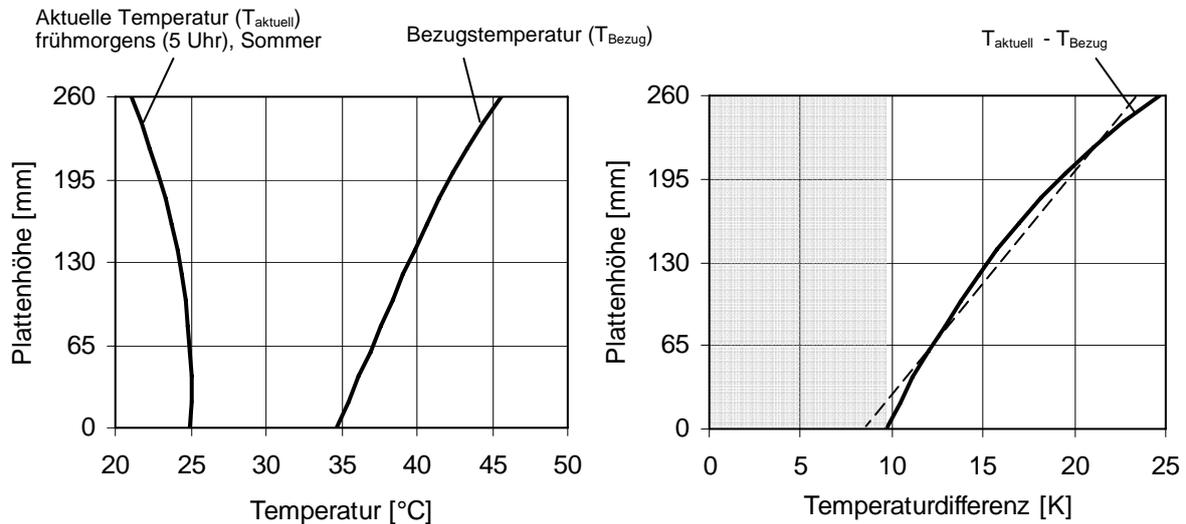


Abb. 6.11: Temperaturverteilung frühmorgens eines Sommertags (5 Uhr) sowie der Verlauf der Bezugstemperatur in einer Betonplatte ( $l = 5$  m,  $d = 26$  cm), die am Morgen eines heißen Sommertags hergestellt wurde (links) und die zugehörigen Temperaturanteile, die zur Entstehung von Spannungen führen (rechts)

### 6.4.3 Einflüsse auf die resultierenden Spannungen

#### 6.4.3.1 Allgemeines

Wie bereits erwähnt, sind für das zu entwickelnde Bemessungsverfahren nur die maximalen Zugspannungen von Bedeutung, welche in erster Linie infolge der Aufschüsselung und Aufwölbung der Platten stets in Plattenmitte entstehen. Bei diesen Zugspannungen handelt es sich um eine Überlagerung aus Biegespannungen (Wölbspennungen) und Eigenspannungen.

Numerische Voruntersuchungen zur Bestimmung der maximalen Zugspannungen in den Platten zeigten, dass je nach Randbedingungen und Plattenabmessungen die maximalen Aufschüsselungen der Platten in der Nacht bzw. in den früheren Morgenstunden zwischen 2 und 6 Uhr entstanden sind. Dieser Zeitpunkt wird später mit „*nachts*“ bezeichnet. Die größten Aufwölbungen wurden stets im Sommer am Nachmittag zwischen 14 und 16 Uhr festgestellt. Für den Zeitpunkt gilt in den nächsten Abschnitten die Bezeichnung „*nachmittags*“. Messungen an der BAB A5 [108] zeigten, dass in der Praxis zu diesen o. g. Zeiträumen die maximalen positiven bzw. negativen Temperaturgradienten entstehen.

### 6.4.3.2 Betonierzeitpunkt

Der Verlauf der Bezugstemperatur wird vom Herstellungszeitpunkt bzw. von der Umgebung (im Freien oder in geschlossenen Hallen) maßgeblich beeinflusst (siehe Abschnitt 6.3.1). Da Betonplatten im Freien den Schwankungen der Umgebungstemperatur ausgesetzt sind, ergeben sich zu den verschiedenen Jahres- und Tageszeiten unterschiedliche Spannungen. In Hallen finden über längere Zeiträume wesentlich geringere Temperaturschwankungen statt. Der tagesabhängige Betonierzeitpunkt spielt bei den resultierenden Spannungen, insbesondere an Sommer- bzw. an heißen Sommertagen, eine entscheidende Rolle.

Abbildung 6.12 zeigt, dass infolge des Betonierens am Nachmittag (14 Uhr) eines heißen Sommertags im Freien die maximalen Spannungen an der Unterseite infolge Aufwölbung (1,8 mm bei der dünnen und 2,0 mm bei der dicken Platte) entstehen. Diese erreichten einen Wert von ca. 1,3 N/mm<sup>2</sup> bzw. ca. 1,6 N/mm<sup>2</sup> und ereigneten sich nachmittags.

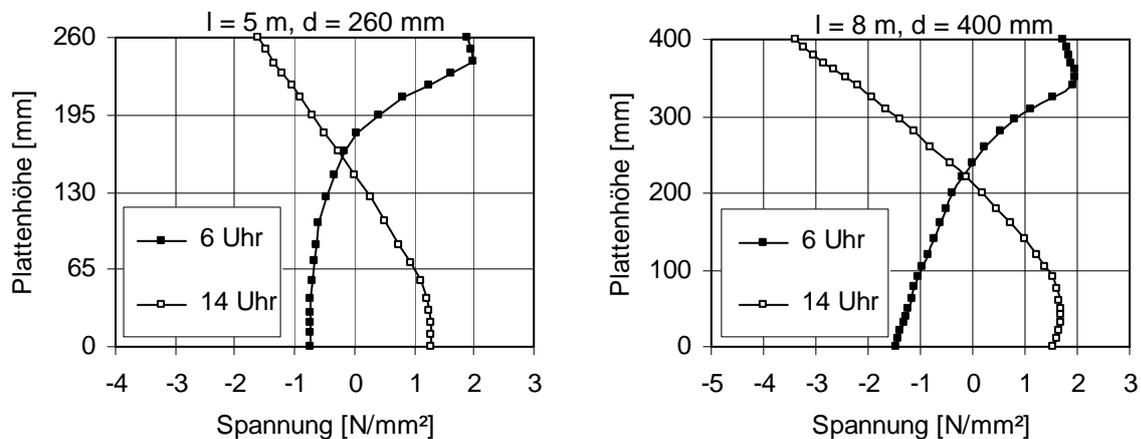


Abb. 6.12: Einfluss des Betonierens um 6 bzw. 14 Uhr an einem heißen Sommertag auf die maßgebenden Spannungsverteilungen in Betonplatten

Durch das Betonieren am frühen Morgen (6 Uhr) an einem heißen Sommertag ergaben sich infolge der Aufschüsselung (1,7 mm bei der dünnen und 1,9 mm bei der dicken Platte) die maximalen Spannungen nachts an Sommertagen an der Oberseite. Des Weiteren lässt sich in Abbildung 6.12 deutlich erkennen, dass durch die Herstellung am frühen Morgen an einem heißen Sommertag mit einer feinen Rissbildung (Rissbreite ca. 0,05 mm) zu rechnen ist. Diese Risse beschränkten sich bei der dünnen Platte auf die obersten 20 mm. Diese Rissbildung wurde im Rahmen anderer Forschungsprojekte [108], [121] bestätigt. Bei der dickeren Platte erreichten diese Risse eine rechnerische Tiefe von ca. 50 mm. Vor diesem Hintergrund wird in der Literatur [41], [130], [147], [151] die Herstellung morgens an heißen Sommertagen ohne besondere Schutzmaßnahmen gegen Sonneneinstrahlung nicht empfohlen.

Der Einfluss des Betonierens zu verschiedenen Jahreszeiten auf die resultierenden Spannungen ist in Abbildung 6.13 deutlich erkennbar. Darin sind die maßgebenden Spannungsverläufe in Betonplatten infolge einer Herstellung am Morgen um 6 Uhr im Sommer, Herbst/Frühling und Winter abgebildet.

Bei den im Sommer hergestellten Platten wurden die maximalen Spannungen an der Oberseite nachts im Sommer ermittelt. In beiden Platten wurde keine Rissbildung festgestellt und die Zugspannungen erreichten einen Wert von ca. 2,0 bzw. 2,3 N/mm<sup>2</sup>. Die zugehörigen Aufschüsselungen betrugen 1,1 bzw. 1,3 mm.

Infolge einer Herstellung im Herbst/Frühling wurden aufgrund der Aufschüsselung (0,35 bzw. 0,65 mm) der Platten die maximalen Spannungen (1,3 bzw. 1,85 N/mm<sup>2</sup>) an der Oberseite ebenfalls nachts im Sommer ermittelt. Betonplatten, die im Winter betoniert wurden, wiesen die maximalen Spannungen an der Unterseite auf (1,2 bzw. 1,7 N/mm<sup>2</sup>), welche sich infolge Aufwölbung (1,4 bzw. 1,9 mm) im Sommer nachmittags ergaben.

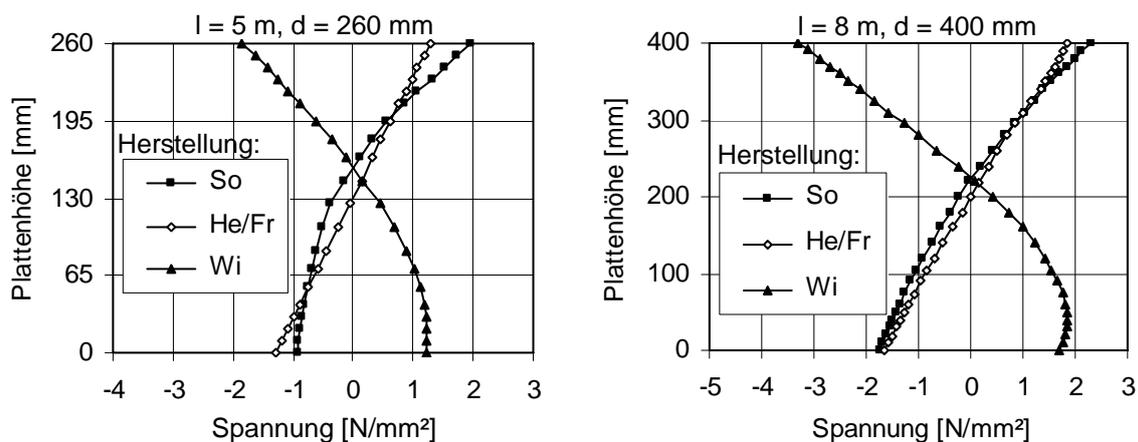


Abb. 6.13: Maßgebende Spannungsverteilungen in Betonplatten infolge einer Herstellung im Sommer (So), Herbst/Frühling (He/Fr) und Winter (Wi)

Treten solche Zugspannungen im jungen Alter auf, so können diese die noch geringe Zugfestigkeit des Betons überschreiten und eine Rissbildung verursachen. Daher ist eine sorgfältige Nachbehandlung, die dem Schutz des Betons vor starker Erwärmung durch direkte Sonneneinstrahlung an heißen Sommertagen dienen soll, unerlässlich (siehe dazu [130]). Ferner kann der Schutz vor Kälte in den ersten kühlen Nächten an heißen Sommertagen die Gefahr der Rissbildung im frühen Alter wesentlich minimieren. In der Praxis werden Schaumstoffmatten verwendet, um den Beton vor zu großer Abkühlung zu schützen [149].

### 6.4.3.3 Gewitterregen

Ereignet sich am Nachmittag eines Sommertags ein starker Gewitterregen (siehe Abbildung 5.5, Abschnitt 5.3), so ergaben sich in Betonplatten, die am Morgen eines Sommertags hergestellt wurden und einen relativ hohen Gradienten der Bezugstemperatur aufweisen, hohe Zugspannungen an der Oberseite. Dies zeigt Abbildung 6.14, in der die Spannungsverteilungen unmittelbar vor dem Auftreten des Gewitterregens (0 Min) sowie während des Gewitterregens (10, 20, 30 und 60 Min) in Betonplatten dargestellt sind. Die maximalen Zugspannungen wurden 30 Minuten nach dem Auftreten des Gewitterregens ermittelt (ca. 2,7 bzw. ca. 2,5 N/mm<sup>2</sup>). Sie überschritten nicht die Zugfestigkeit des Betons ( $f_{ctm} = 3,6$  N/mm<sup>2</sup>) und verursachten somit keine Rissbildung. Bei diesen Zugspannungen handelt es sich in erster Linie um Eigenspannungen.

Des Weiteren kann davon ausgegangen werden, dass durch die Befeuchtung der Plattenoberseite (Quellen) während des Gewitterregens die Zugspannungen verringert werden. Dieser Gesichtspunkt wurde rechnerisch nicht erfasst. Aus der Wirkung des Quellens lässt sich mit ausreichender Sicherheit schließen, dass ein Gewitterregen keine Gefahr für Betonplatten darstellt. Daher wird der Einfluss des Gewitterregens auf die Spannungen in Betonplatten, die zu günstigeren Zeitpunkten (Winter und Herbst) hergestellt wurden nicht weiter untersucht.

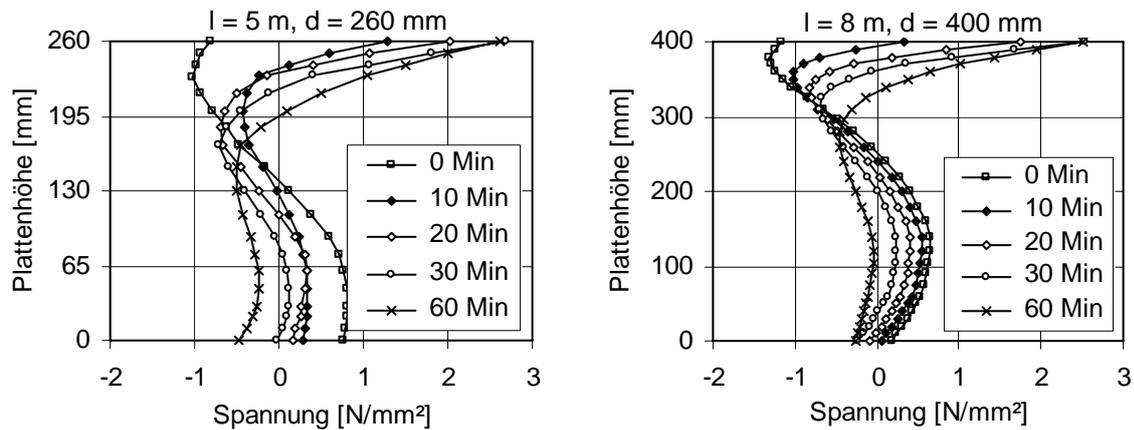


Abb. 6.14: Spannungsverteilungen vor Auftreten eines Gewitterregens (0 Min) und während des Gewitterregens (10, 20, 30 und 60 Min) in Betonplatten, die am Morgen eines Sommertags hergestellt wurden

#### 6.4.3.4 Hallenumgebung

Die Herstellung von Betonplatten für eine Industriehalle erfolgt in der Regel vor der Erstellung der Hallenkonstruktion. Damit sind die Betonplatten anfänglich der Witterung ausgesetzt. Nach der Erstellung der Hallenkonstruktion befinden sich die Platten in geschlossenen Hallen, in denen tagsüber keine wesentlichen Temperaturschwankungen stattfinden. Meistens herrschen über längere Zeiträume nahezu konstante Umgebungstemperaturen. Dies bestätigt Abb. A 6.6 des Anhangs, die den Verlauf der Umgebungstemperatur in der Versuchshalle des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie im Februar und Juli 2001 wiedergibt.

Vor diesem Hintergrund wurde für die numerischen Untersuchungen zur Ermittlung der thermischen Spannungen in Betonplatten, die sich in geschlossenen Hallen befinden, exemplarisch eine konstante Umgebungstemperatur von 20 °C angenommen.

Die sich in Betonplatten in einer geschlossenen Halle mit einer konstanten Umgebungstemperatur von 20 °C ergebenden Spannungsverteilungen infolge einer Herstellung am Morgen im Sommer, Herbst/Frühling und Winter sowie infolge einer Herstellung in einer Halle mit einer Umgebungstemperatur von 20 °C sind in Abbildung 6.15 dargestellt. Infolge der Herstellung im Sommer entstehen Aufschüsselungen von 0,55 mm bei der dünnen und 0,8 mm bei der dicken Platte, die an der Oberseite der Platten Zugspannungen von ca. 1,6 N/mm<sup>2</sup> bei der dünnen bzw. 2,0 N/mm<sup>2</sup> bei der dicken Platte verursachen.

Sowohl die in der Halle als auch im Winter hergestellten Betonplatten wiesen sowohl an der oberen als auch an der unteren Seite Druckspannungen auf, was als eine Vorspannung betrachtet werden kann. Keine nennenswerten Zugspannungen entstehen in Betonplatten, die im Herbst/Frühling hergestellt werden. Dementsprechend sind die Aufschüsselungen und Aufwölbungen vernachlässigbar klein (siehe Tabelle 6.6, Abschnitt 6.5).

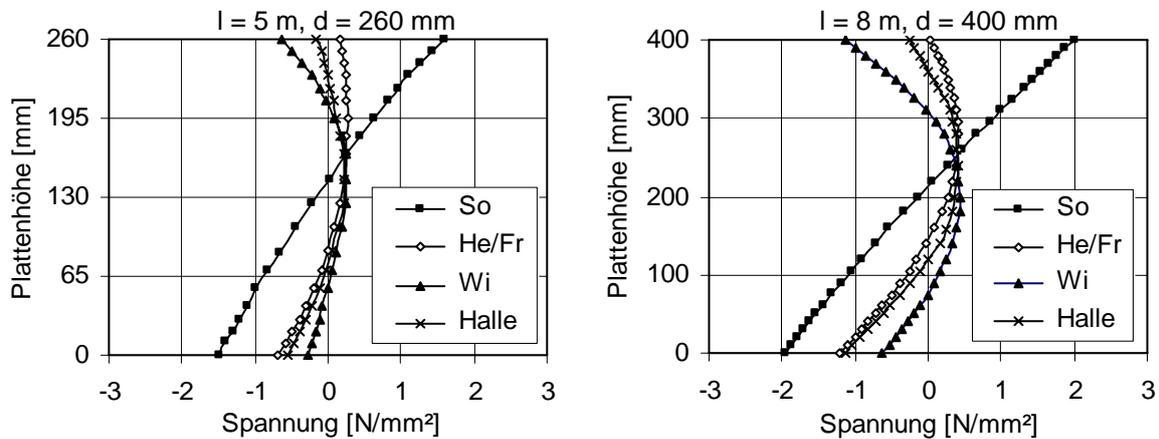


Abb. 6.15: Maßgebende Spannungsverteilungen in Betonplatten in einer geschlossenen Halle mit einer konstanten Umgebungstemperatur von 20 °C, welche morgens im Sommer (So), Herbst/Frühling (He/Fr) und Winter (Wi) hergestellt wurden sowie infolge der Herstellung in einer Halle (Halle)

Die in der Abbildung 6.15 dargestellten Spannungsverläufe können auf Betonplatten in geschlossenen Hallen mit höheren oder niedrigeren konstanten Temperaturen übertragen werden. Andere konstante Temperaturen hätten nur andere Längsspannungen zur Folge, die erst infolge Reibung mit dem Untergrund aktiviert werden, was im Fall der Aufschüsselung oder Aufwölbung nicht auftritt bzw. vernachlässigbar ist (Näheres im Abschnitt 7.3).

#### 6.4.3.5 Frischbetontemperatur

Abbildung 6.16 gibt in Abhängigkeit von der Frischbetontemperatur (30, 25, 20 °C) die maßgebenden Spannungsverteilungen in beiden Standardplatten, welche am Morgen eines heißen Sommertags hergestellt wurden, wieder. Es ist erkennbar, dass eine Absenkung der Frischbetontemperatur von 30 auf 20 °C zu keinen nennenswerten Veränderungen der Zugspannungen in der dünnen Platte führte. Bei der dickeren Platte machte sich die Absenkung der Frischbetontemperatur insofern bemerkbar, dass die Eigenspannungen geringfügig reduziert wurden. Dies lässt sich durch die kleinere Krümmung der entsprechenden Spannungsverläufe erkennen.

Längskontraktionen infolge Temperaturdifferenzen können bei vorhandener Reibung zu Längsspannungen, die im jungen Betonalter ein großes Rissrisiko darstellen, führen. Eine niedrige Frischbetontemperatur kann zur Reduzierung dieser Längsspannungen beitragen.

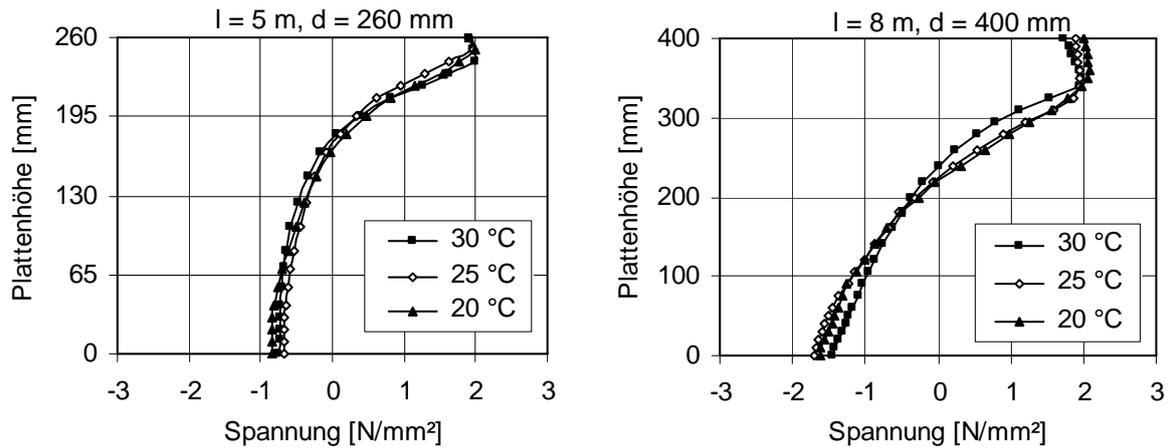


Abb. 6.16: Einfluss der Frischbetontemperatur auf die Spannungsverteilung in Betonplatten, welche am Morgen eines heißen Sommertags hergestellt wurden

### 6.4.3.6 Nachbehandlung

Die numerischen Untersuchungen zeigten, dass eine fehlende Nachbehandlung im heißen Sommer in erster Linie zu einer Erhöhung der Eigenspannungen in Betonplatten führt, was mit einer größeren Rissbildung verbunden ist. Dies ist in Abbildung 6.17 anhand der Verläufe der maßgebenden Spannungen in den beiden Betonplatten deutlich erkennbar. Die größere Krümmung der Spannungsverläufe bei einer fehlenden Nachbehandlung (ohne N.) deutet auf die Erhöhung der Eigenspannungen hin. Dies liegt an den größeren Temperaturgradienten der Nullspannungs- bzw. Bezugstemperatur (siehe Abschnitt 6.3.3).

Durch die fehlende Nachbehandlung wurden größere Aufschüsselungen der Platten ermittelt (2,1 mm bei der dünnen bzw. bei der dicken Platte 2,3 mm).

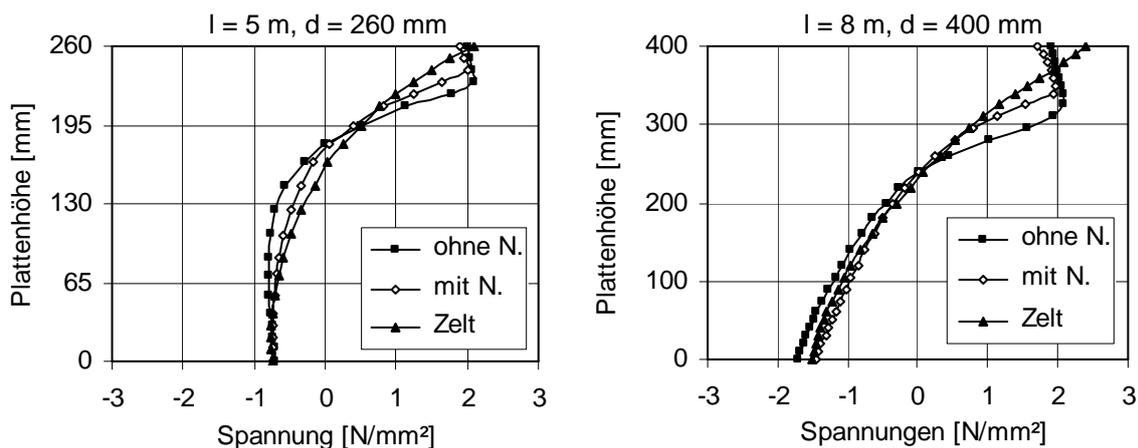


Abb. 6.17: Einfluss einer fehlenden Nachbehandlung (ohne N.), einer Nachbehandlung (mit N.) und einer Herstellung im Schatten (Zelt) auf die maßgebenden Spannungsverteilungen in Betonplatten, welche an einem heißen Sommertag hergestellt wurden

Des Weiteren zeigt Abbildung 6.17, dass durch eine Plattenherstellung im Schatten (Zelt) an heißen Sommertagen die Oberflächenrissbildung vermieden werden kann. Das Betonieren im Schatten führte zu einer starken Reduzierung des Gradienten der Nullspannungstemperatur

(siehe Abschnitt 6.3.3), was die Verringerung der Zugspannungen an der Oberseite zur Folge hatte. Die Zugspannungen blieben unterhalb der Zugfestigkeit des Betons ( $f_{ctm} = 3,6 \text{ N/mm}^2$ ) und betrugen 2,1 bzw. 2,4  $\text{N/mm}^2$ . Die Aufschüsselungen konnten dementsprechend auf einen Wert von 0,9 mm bei der dünnen bzw. 1,1 mm bei der dicken Platte reduziert werden.

Weitere analytische Untersuchungen zeigten, dass sich bei einer Herstellung im Schatten an normalen Sommertagen nahezu die gleichen Gradienten der Nullspannungs- bzw. Bezugstemperatur wie die infolge einer Herstellung im Herbst/Frühling einstellten. Dementsprechend ergaben sich nahezu die gleichen Zugspannungen an der Oberseite wie infolge einer Herstellung im Herbst/Frühling (siehe Abbildung 6.13).

### 6.4.3.7 Betonzusammensetzung

Im Rahmen der analytischen Untersuchungen wurde festgestellt, dass die Zementart, insbesondere die Verwendung eines Zements mit einer niedrigen Hydratationswärmeentwicklung, den Verlauf der Nullspannungs- bzw. Bezugstemperatur wesentlich beeinflusst (siehe Abschnitt 6.3.4). Andere Parameter wie Zementmenge und w/z-Wert stellten sich als nicht maßgebend heraus. Deshalb wurde im Rahmen der Spannungsuntersuchungen nur der Einfluss der Zementart rechnerisch erfasst.

In Abbildung 6.18 sind die maßgebenden Spannungsverteilungen in den beiden Standardplatten, die mit verschiedenen Zementarten am Morgen eines heißen Sommertags hergestellt wurden, dargestellt. Abbildung 6.18 zeigt, dass die Verwendung eines NW-Zements (NW) dazu führte, dass infolge des günstigen Verlaufs der Nullspannungstemperatur (siehe Abbildung 6.9) die maßgebenden Zugspannungen an der Unterseite aufgrund einer Aufwölbung von 1,05 bzw. 1,35 mm entstehen. Diese maßgebenden Spannungen ereigneten sich am Nachmittag eines Sommertags und erreichten einen Wert von ca. 0,4 bzw. 0,7  $\text{N/mm}^2$ . Des Weiteren verursachte die Verwendung eines schnell erhärtenden Zements (42,5 R) eine geringfügige Erhöhung der Aufschüsselungen und der Zugspannungen gegenüber normal erhärtendem Zement (32,5 R).

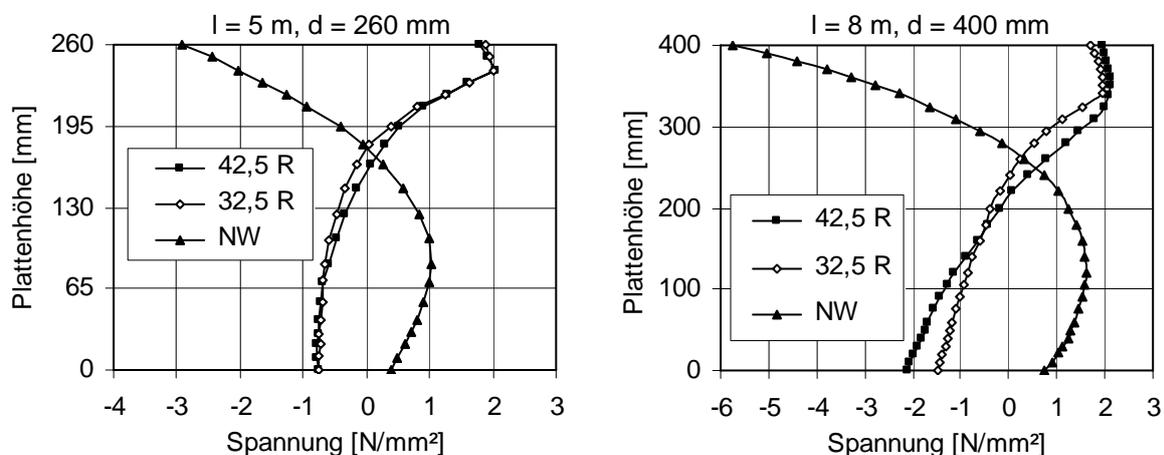


Abb. 6.18: Einfluss der Zementart auf die Spannungsverteilung in Betonplatten, welche an einem heißen Sommertag hergestellt wurden

## 6.5 Diskussion und Schlussfolgerungen

Im Rahmen von analytischen Untersuchungen erfolgte zunächst die Ermittlung von Nullspannungstemperaturverläufen, welche die Grundlage für die Ermittlung der Spannungen infolge thermischer Einwirkungen in Betonplatten bildete. Der Temperaturverlauf, welcher während der Erhärtungsphase (Betonalter 8 bis 14 Stunden) den größten Gradienten aufweist, wurde als der Verlauf der Bezugstemperatur (entspricht dem ungünstigsten Verlauf der Nullspannungstemperatur) bezeichnet und auf der sicheren Seite liegend den Berechnungen zur Ermittlung der Spannungen zugrunde gelegt.

Bei den durchgeführten Untersuchungen zur Bestimmung der maßgebenden Spannungen infolge Temperatur unter verschiedenen herstellungstechnischen sowie betontechnologischen Randbedingungen erwies sich der Herstellungszeitpunkt als ein entscheidender Parameter. In Abhängigkeit vom Herstellungszeitpunkt können die maßgebenden Zugspannungen an Plattenoberseite oder -unterseite entstehen. Die Untersuchungen zeigten, dass bei einer Herstellung am Morgen eines heißen Sommertags mit einer feinen Rissbildung, die in erster Linie durch Eigenspannungen verursacht werden, zu rechnen ist. Eine fehlende Nachbehandlung oder die Verwendung eines schnell erhärtenden Zements führten zur Erhöhung der Zugspannungen bzw. zur Vergrößerung der Rissbildung. Durch die Absenkung der Frischbetontemperatur von 30 auf 20 °C konnten zwar die Eigenspannungen geringfügig reduziert werden, was aber zur Vermeidung der Rissbildung nicht ausreichte.

Durch folgende Maßnahmen kann Trotz einer Plattenherstellung an heißen Sommertagen die Rissbildung vermieden werden:

- Herstellung im Schatten
- Herstellung am Nachmittag
- Verwendung eines NW-Zements

An heißen Sommertagen im Schatten hergestellte Betonplatten wiesen einen günstigen Verlauf der Nullspannungs- bzw. Bezugstemperatur auf. Die maßgebenden Zugspannungen blieben unterhalb der Zugfestigkeit des Betons und waren nahezu gleich wie infolge der Herstellung an normalen Sommertagen. Erfolgt die Herstellung im Sommer im Schatten, so kann von den gleichen auftretenden Zugspannungen wie infolge der Plattenherstellung im Herbst/Frühling ausgegangen werden.

Durch die Herstellung am Nachmittag oder die Verwendung eines NW-Zements an heißen Sommertagen kann zwar die Entstehung von Zugspannungen an der Oberseite vermieden werden, jedoch muss in diesen Fällen mit Zugspannungen an der Unterseite gerechnet werden.

Das Betonieren an normalen Sommertagen führte zwar zur Entstehung von hohen Zugspannungen an der Oberseite (Aufschüsselung), die jedoch unterhalb der Zugfestigkeit des Betons lagen und somit keine Gefahr der Rissbildung darstellten. Eine gute Nachbehandlung trägt zur

Minimierung der Zugspannungen wesentlich bei und ist bei einer Herstellung im Sommer als Schutz sowohl vor Sonneneinstrahlung als auch vor der Austrocknung unverzichtbar.

Ferner zeigten die Untersuchungen, dass bei einer Plattenherstellung im Herbst oder Frühling die maßgebenden Zugspannungen an der Oberseite infolge der Aufschüsselung im Winter entstehen. Im Winter hergestellte Betonplatten weisen infolge der Aufwölbung die maximalen Zugspannungen an der Unterseite am Nachmittag eines Tags im darauf folgenden Sommer auf. Der zugehörige Verlauf der maßgebenden Spannungsverteilung stimmt qualitativ mit den maßgebenden Spannungsverläufen in Betonplatten, die am Nachmittag im Sommer und am Morgen im Sommer unter Verwendung eines NW-Zements hergestellt wurden, überein (siehe Abbildung 6.19). Die Betonrezeptur kann Tabelle 6.3 entnommen werden. Mit guter Annäherung kann davon ausgegangen werden, dass die maßgebenden Zugspannungen infolge einer Herstellung am Nachmittag oder bei der Verwendung eines NW-Zements im Sommer ca. 50 % der Zugspannungen, die sich infolge einer Herstellung im Winter ergeben, betragen.

Des Weiteren wurde ein direkter Zusammenhang zwischen den entstandenen Verformungen (Aufschüsselungen oder Aufwölbungen) und den resultierenden Spannungen festgestellt. Eine Vergrößerung oder Verkleinerung der Verformungen führte zur Erhöhung bzw. Reduzierung der maßgebenden Zugspannungen, in denen sowohl Biege- als auch Eigenspannungen enthalten sind.

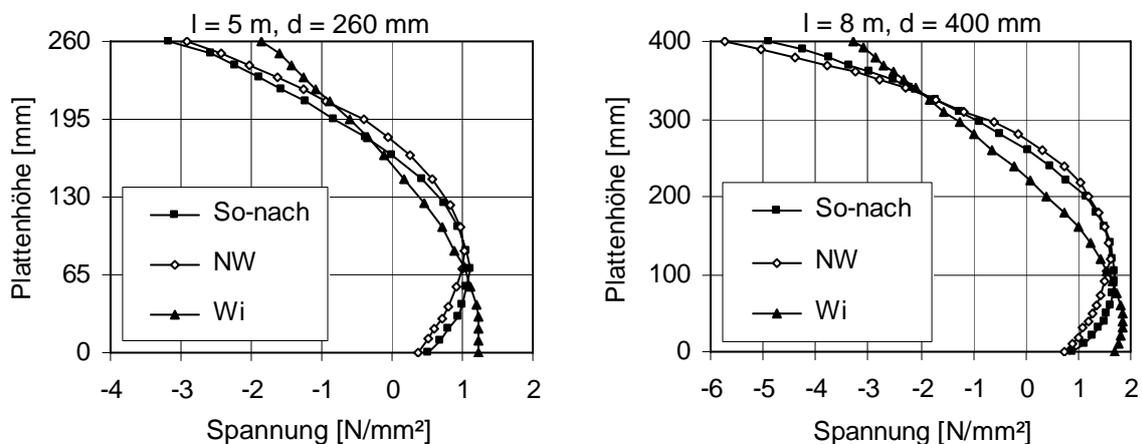


Abb. 6.19: Vergleich zwischen den maßgebenden Spannungsverteilungen in nachbehandelten Betonplatten, die am Nachmittag im Sommer (So-nach), am Morgen im Sommer unter Verwendung eines NW-Zements (NW) und im Winter (Wi) hergestellt wurden, die Betonrezeptur kann Tabelle 6.3 entnommen werden

Eine Zusammenfassung der Ergebnisse der analytischen Untersuchungen zur Erfassung der Spannungen infolge verschiedener herstellungstechnischer und betontechnologischer Randbedingungen ist in Tabelle 6.5 dargestellt. Diese Tabelle enthält Angaben über Größe und Lage der maßgebenden Zugspannungen (Oberseite (oben) bzw. Unterseite (unten)) und Zeitpunkt sowie über die zugehörigen Verformungen (Aufschüsselung bzw. Aufwölbung) in den untersuchten Betonplatten im Freien in Abhängigkeit vom Herstellungszeitpunkt.

Tab. 6.5: Größe, Lage und Zeitpunkt der maßgebenden Zugspannungen sowie die zugehörigen vertikalen Verformungen (Aufschüsselungen bzw. Aufwölbungen) von Betonplatten im Freien in Abhängigkeit vom Herstellungszeitpunkt

Herstellungszeitpunkt bzw. Randbedingung	Maßgebende Zugspannungen <sup>*)</sup>				Vertikale Verformung [mm]	
	Größe [N/mm <sup>2</sup> ]		Lage	Zeitpunkt des Auftretens	l = 5 m	l = 8 m
	l = 5 m d = 26 cm	l = 8 m d = 40 cm			d = 26 cm	d = 40 cm
Heißer Sommer, 6 Uhr	> 3,6 feine Risse	> 3,6 feine Risse	oben	nachts, So.	1,7 	1,9 
Heißer Sommer, 14 Uhr	0,5	0,9	unten	nachmitt., So.	1,8 	1,95 
Heißer Sommer, 6 Uhr, Schatten	2,1	2,4	oben	nachts, So.	0,9 	1,1 
Heißer Sommer, 6 Uhr, NW-Zement	0,4	0,75	unten	nachmitt., So.	1,05 	1,35 
Sommer, 6 Uhr	2,0	2,3	oben	nachts, So.	1,1 	1,3 
Herbst/Frühling, 6 Uhr	1,3	1,85	oben	nachts, Wi.	0,35 	0,65 
Winter, 6 Uhr	1,2	1,7	unten	nachmitt., So.	1,4 	1,9 

\*) Angaben zum Beton sind den Tabellen 6.3 und 6.4 zu entnehmen

In Hallen mit einer nahezu konstanten Umgebungstemperatur über längere Zeiträume wurde festgestellt, dass die infolge Temperatur auftretenden Spannungen wesentlich kleiner als die Spannungen bei Platten im Freien sind. Im Sommer hergestellte Platten weisen in einer späteren Hallenumgebung mit einer konstanten Temperatur von ca. 20 °C kleinere Zugspannungen als bei Platten im Freien auf (siehe Abbildung 6.15). In Betonplatten, die im Winter oder in einer Halle hergestellten wurden, ergaben sich in der späteren Hallenumgebung sowohl an der Ober- als auch an der Unterseite der Platten Druckspannungen, die als Vorspannung den Zugspannungen infolge des Schwindens entgegenwirken können. Infolge einer Herstellung im Herbst entstanden vernachlässigbare Zugspannungen an der Oberseite in der späteren Hallenumgebung.

Tabelle 6.6 gibt zusammenfassend Auskunft über die maßgebenden Spannungen in Platten in einer geschlossenen Halle mit einer konstanten Umgebungstemperatur von 20 °C. Dabei wird sowohl das Betonieren zu verschiedenen Jahreszeiten im Freien als auch in einer geschlossenen Halle (20 °C) berücksichtigt.

Tab. 6.6: Größe und Lage der maßgebenden Spannungen in Betonplatten sowie die zugehörigen vertikalen Verformungen (Aufschüsselungen bzw. Aufwölbungen) in einer geschlossenen Halle mit einer Umgebungstemperatur von 20 °C infolge einer Herstellung zu verschiedenen Jahreszeiten im Freien als auch in einer geschlossenen Halle (20 °C)

Herstellungszeitpunkt bzw. -ort	Maßgebende Spannungen <sup>*)</sup>			Vertikale Verformung [mm]	
	Größe [N/mm <sup>2</sup> ]		Lage	l = 5 m	l = 8 m
	l = 5 m d = 26 cm	l = 8 m d = 40 cm		d = 26 cm	d = 40 cm
Sommer, 6 Uhr	1,6	2,0	oben	0,55 	0,8 
Herbst/Frühling, 6 Uhr	0,15	0,05	oben	0,05 	0,07 
Winter, 6 Uhr	-0,25	-0,65	unten	0,02 	0,02 
Halle (20 °C)	-0,15	-0,2	oben	0,01 	0,04 

\*) Angaben zum Beton sind den Tabellen 6.3 und 6.4 zu entnehmen

Des Weiteren zeigten die Untersuchungen, dass Gewitterregen in zu einem ungünstigen Zeitpunkt (Sommer, morgens) hergestellten Betonplatten nicht zu extrem hohen Zugspannungen an der Oberseite der Platten führt, also keine Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons bewirkt. Außerdem können Quellspannungen infolge der Befeuchtung der Oberseite zur Minimierung dieser Zugspannungen beitragen. Im Hinblick darauf, dass ein solcher Gewitterregen ca. dreimal pro Jahr auftritt, was Messungen an der BAB A5 [108] bestätigen, wird der Fall Gewitterregen bei der Bemessung von Betonplatten nicht berücksichtigt.



## 7 Bemessung von Betonplatten

### 7.1 Einführung

Auf der Grundlage der im Rahmen experimenteller und numerischer Untersuchungen gewonnenen Ergebnisse soll nun ein Bemessungsverfahren für Betonplatten der Bauweise „ohne Verbund“ entwickelt werden, welches neben den Verkehrslasten maßgebende witterungsbedingte Beanspruchungen berücksichtigt.

Unter Bemessung wird hier im Besonderen die freie Bemessung verstanden. Dabei wird anhand eines Spannungsnachweises überprüft, ob unter Berücksichtigung eines Sicherheitskonzepts, welches auf Teilsicherheitsbeiwerten basiert, die resultierenden Spannungen aus den verschiedenen Einwirkungen kleiner oder gleich den Spannungen sind, die vom Bauteil ohne zu versagen aufgenommen werden können:

$$\Sigma \text{ Einwirkungen (E)} \leq \Sigma \text{ Widerstände (R)}$$

Durch die Vielfalt der veränderlichen Beanspruchungen und die Streuung der Materialeigenschaften sind Vereinfachungen und sinnvolle Annahmen unumgänglich. Alle Unsicherheiten sollen durch ein geeignetes Sicherheitskonzept abgedeckt werden.

Aufgrund der Ergebnisse der numerischen Untersuchungen konnte festgestellt werden, dass witterungsbedingte Beanspruchungen zur Entstehung von Aufschüsselungen oder Aufwölbungen führen, welche hohe Zugspannungen in Plattenmitte verursachen. Werden die Betonplatten durch Verkehrslast beansprucht, so kann eine ungünstige Stellung von Radlasten zur Erhöhung dieser Zugspannungen führen. Da stets mit einer Verwölbung der Platte zu rechnen ist, werden der Bemessung die maßgebenden Zugspannungen in Plattenmitte sowohl infolge von witterungsbedingten Beanspruchungen als auch Verkehrslast zugrunde gelegt.

### 7.2 Entwicklung des Bemessungsmodells

#### 7.2.1 Einwirkungen infolge thermischer Beanspruchung

##### 7.2.1.1 Allgemeines

Mit Hilfe des numerischen Modells wurden Untersuchungen mit dem Ziel durchgeführt, Bemessungsdiagramme und Bemessungsformeln zu entwickeln, welche den Zusammenhang zwischen den entstehenden Spannungen und den Plattenabmessungen in Abhängigkeit vom Herstellungszeitpunkt, der sich im Kapitel 6 als ein maßgebender Parameter erwies, beschreiben. Die numerischen Berechnungen umfassten Plattendicken von 15, 20, 25, 30 und 40 cm. Für die jeweilige Plattendicke wurden vier Berechnungen mit verschiedenen Längen durchgeführt. Dabei variierte das Verhältnis Länge zu Dicke zwischen 20 und 40. Bei der Bemessung infolge thermischer Einwirkungen wird grundsätzlich zwischen folgenden Herstellungszeitpunkten unterschieden: Sommer, Herbst/Frühling und Winter.

Den durchgeführten numerischen Berechnungen liegen die in Tabelle 6.3, Abschnitt 6.3.4 aufgeführte Betonzusammensetzung und in Tabelle 6.4, Abschnitt 6.4.1 angegebenen Materialkennwerte zugrunde. Die in beiden Tabellen getroffenen Annahmen sind repräsentativ für einen üblichen Konstruktionsbeton.

### 7.2.1.2 Spannungsermittlung

Basierend auf den gewonnenen Ergebnissen der numerischen Berechnungen wurden Bemessungsformeln entwickelt, mit deren Hilfe die maßgebenden Zugspannungen in Abhängigkeit von der Plattenlänge ( $l$ ), -dicke ( $d$ ) und vom Herstellungszeitpunkt ermittelt werden können.

Für die Ermittlung der Spannungen gelten die in Tabelle 7.1 angegebenen linearen Gleichungen. Demnach werden in Abhängigkeit vom Herstellungszeitpunkt die maßgebenden thermischen Zugspannungen an der Oberseite ( $\sigma_{t,T,o}$ ) bzw. Unterseite ( $\sigma_{t,T,u}$ ) der Platte bestimmt. Zur genauen Erfassung der Spannungen wurde zwischen Platten mit einer Dicke  $d \leq 25$  cm und  $d > 25$  cm sowie Plattenlängen  $l \leq 26d$  und  $l > 26d$  bzw.  $l \leq 24d$  und  $l > 24d$  unterschieden. Zur Ermittlung der in Tabelle 7.1 angegebenen Gleichungen wurden zunächst die Ergebnisse der numerischen Berechnungen in ein Diagramm eingetragen (Punkte, Abbildung 7.1). Durch iterative Anpassung an die Berechnungswerte wurden bilineare Gleichungen (Linien, Abbildung 7.1) ermittelt. Mit Hilfe der in Abbildung 7.1 dargestellten Diagramme können die maßgebenden thermischen Spannungen im mittleren Bereich der Platte, die sich aufgrund einer Herstellung im Sommer (oberes Diagramm) und im Herbst/Frühling (mittleres Diagramm) an der Oberseite infolge des Aufschüsselns sowie im Winter an der Unterseite infolge des Aufwölbens (unteres Diagramm) einstellen, graphisch ermittelt werden.

Tab. 7.1: Ermittlung der Zugspannungen [N/mm<sup>2</sup>] in Betonplatten infolge thermischer Beanspruchungen in Abhängigkeit vom Herstellungszeitpunkt

Dicke (m)	Länge	Herstellungszeitpunkt		
		Sommer <sup>*)1)</sup>	Winter <sup>*)2)</sup>	Herbst/Frühling <sup>*)3)</sup>
$d \leq 0,25$	$l \leq 26d$	$\sigma_{t,T,o} = 0,5l - 6d + 1$	$\sigma_{t,T,u} = 0,3l - d - 0,1$	$\sigma_{t,T,o} = 4d + 0,25$
	$l > 26d$	$\sigma_{t,T,o} = 0,1l + 4d + 1,1$	$\sigma_{t,T,u} = 0,033l + 6,5d - 0,15$	
$d > 0,25$	$l \leq 24d$	$\sigma_{t,T,o} = 0,25l - 6,5d + 2,8$	$\sigma_{t,T,u} = 0,3l - 5d + 1,3$	$\sigma_{t,T,o} = 4,6d$
	$l > 24d$	$\sigma_{t,T,o} = 0,1l - 2,4d + 2,6$	$\sigma_{t,T,u} = 0,125l - 0,6d + 1,2$	

\*)  $l, d$  in [m]

für Betonplatten in geschlossenen Hallen:

- Herstellung im Winter, Herbst/Frühling oder in einer geschlossenen Halle mit konstanter Temperatur:  $\sigma_{t,T,o, \text{Halle}}$  bzw.  $\sigma_{t,T,u, \text{Halle}} = 0,0$
- Herstellung im Sommer  $\sigma_{t,T,o, \text{Halle}} = 0,85 \cdot \sigma_{t,T,o}$

1) gilt auch für die Herstellung im Schatten im heißen Sommer

2) gilt auch für die Herstellung am Nachmittag im Sommer oder bei der Verwendung eines NW-Zements im Sommer, wobei die Spannungen um 50 % zu reduzieren sind

3) gilt auch für die Herstellung im Schatten im Sommer

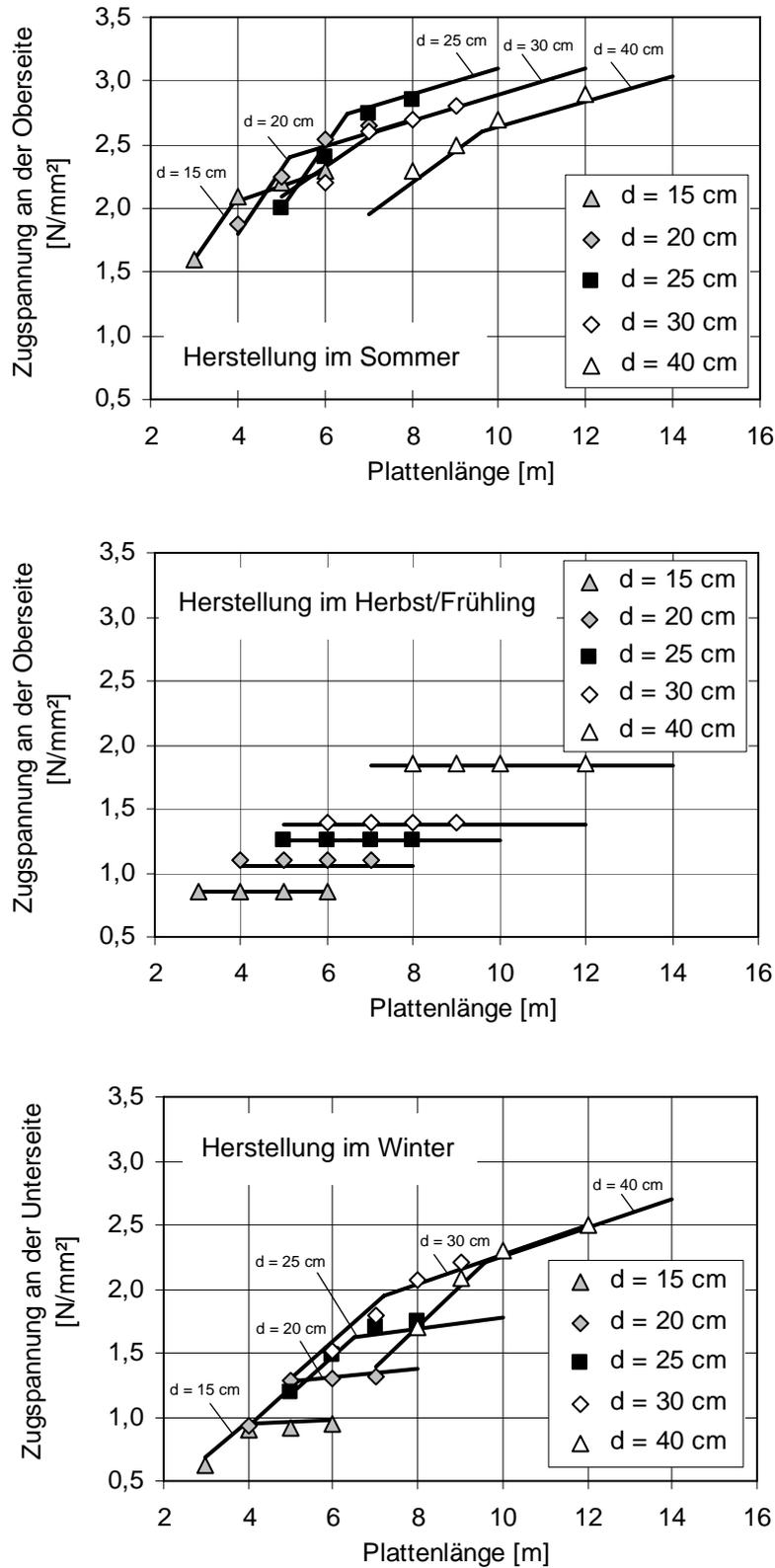


Abb. 7.1: Bestimmung der für die Bemessung maßgebenden thermischen Zugspannungen an der Oberseite infolge einer Plattenherstellung im Sommer (oben) und im Herbst/Frühling (Mitte) sowie an der Unterseite infolge einer Plattenherstellung im Winter (unten) nach den Gleichungen der Tabelle 7.1 (Linien) bzw. den Berechnungen mit Hilfe des numerischen Modells (Punkte)

Bei einer Plattenherstellung im Herbst/Frühling spielt die Plattenlänge bei der Spannungsermittlung an der Oberseite keine Rolle, was an der relativ kleinen kritischen Länge liegt. Dies wird durch die geringen Verformungen an den Plattenenden bestätigt (siehe Anhang, Abb. A 7.1). Somit bleiben die Spannungen in Plattenmitte bei längeren Platten konstant.

Aus der Abbildung 7.1 ist eine gute Übereinstimmung zwischen den Berechnungsergebnissen des numerischen Modells und den in Tabelle 7.1 angegebenen Gleichungen erkennbar. Daher beschreiben die in Tabelle 7.1 angegebenen Gleichungen das Spannungsverhalten von Betonplatten mit guter Genauigkeit. Lediglich in einigen Fällen ist eine geringe Über- bzw. Unterschätzung der Spannungen festzustellen. Eine wichtige Erkenntnis aus Abbildung 7.1 ist, dass eine Herstellung im Sommer zur Entstehung von größeren thermischen Spannungen in Betonplatten als eine Herstellung im Herbst/Frühling und Winter führt.

Im Anhang, Abb. A 7.1 sind die maximalen vertikalen Verformungen in Betonplatten infolge der Herstellung zu den verschiedenen Jahreszeiten dargestellt.

### 7.2.1.3 Berücksichtigung der Ermüdung

Infolge der Schwankungen der Umgebungstemperatur entstehen in Betonplatten zu verschiedenen Jahres- und Tageszeiten unterschiedliche Spannungen an der Ober- und Unterseite. Zu einem ungünstigen Zeitpunkt (siehe Abschnitt 6.4.3.2) ergeben sich die maximalen Zugspannungen. Überschreiten diese Zugspannungen die Zugfestigkeit des Betons, so kann mit einer unmittelbaren Schädigung der Platte gerechnet werden. Liegt die Zugspannung unterhalb der Zugfestigkeit des Betons, so kann dies bei einer wiederholten Beanspruchung ebenso zur Schädigung der Platte infolge Ermüdung führen. Daher wurde der Einfluss der Ermüdung infolge wiederholter thermischer Einwirkung untersucht. In Abhängigkeit von der resultierenden Zugspannung und der Anzahl der Wiederholungen sollen Ermüdungsfaktoren ermittelt werden, die in Form einer Abminderung des Widerstands bzw. der Zugfestigkeit des Betons bei der Nachweisführung Berücksichtigung finden.

Die Berücksichtigung der Ermüdungsbeanspruchung im Bemessungsverfahren erfordert Angaben über das Betonverhalten unter reiner zyklischer Zugbeanspruchung. In erster Linie werden zur Bestimmung der ertragbaren Bruchlastspielzahl die Wöhlerlinien für Normalbetone unterschiedlicher Festigkeitsklassen unter einaxialer Zugbeanspruchung benötigt. Da keine eigenen Versuche durchgeführt wurden, musste auf Angaben in der Literatur zurückgegriffen werden. Nach [19] gilt für reine Zugbeanspruchung Folgendes, siehe Gl. 7.1:

$$\log N = 12 \cdot (1 - S) = 12 \cdot (1 - \sigma_{t, \max} / f_t) \quad (7.1)$$

mit:

S	Belastungsgrad = $\sigma_{t, \max} / f_t$
N	Bruchlastspielzahl
$\sigma_{t, \max}$	Maximale Zugspannung [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_t$	Zugfestigkeit des Betons [N/mm <sup>2</sup> ]

Nach der obigen Gleichung ergibt sich die in Abbildung 7.2, links dargestellte Wöhlerlinie für reine Zugbeanspruchung, welche die Beziehung zwischen dem Belastungsgrad  $S$  und der Bruchlastspielzahl  $N$  aufzeigt. In Abbildung 7.2, rechts wurde dann der Zusammenhang zwischen der Bruchlastspielzahl und der zugehörigen maximal aufnehmbaren Zugspannung für die Normalbetone der Festigkeitsklassen C20/25, C30/37 und C40/50 mit Hilfe der Gleichung 7.1 ermittelt ( $\sigma_{t, \max} = S \cdot f_t$ ). Folgende Zugfestigkeiten wurden bei der Ermittlung der Wöhlerlinien angesetzt (siehe Tabelle 5.3, Abschnitt 5.3):

- C20/25:  $f_t = 2,9 \text{ N/mm}^2$
- C30/37:  $f_t = 3,6 \text{ N/mm}^2$
- C40/50:  $f_t = 4,1 \text{ N/mm}^2$

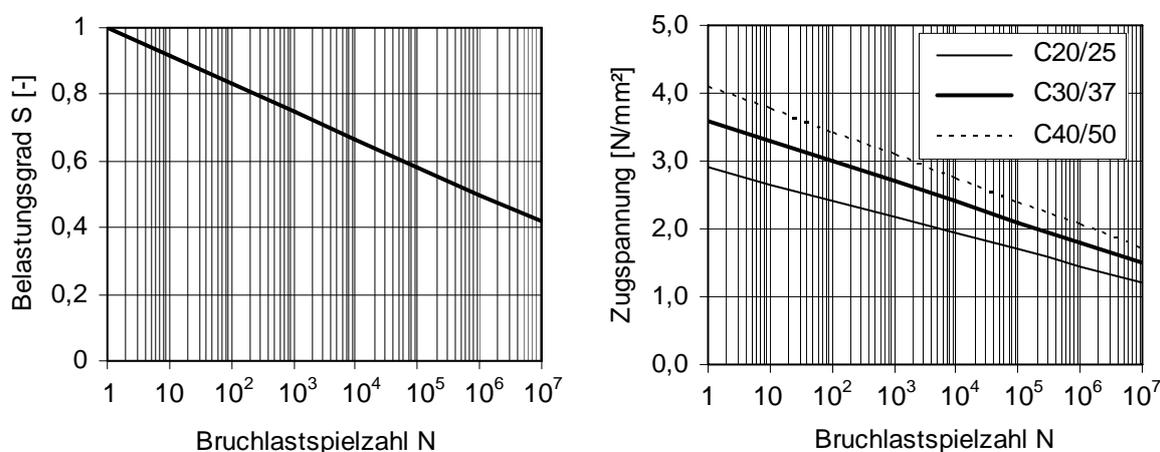


Abb. 7.2: Wöhlerlinie für reine Zugbeanspruchung nach CEB-FIP Model Code 1990 [19] (links) und die zugehörigen umgerechneten Linien für Normalbetone unterschiedlicher Festigkeitsklassen (rechts)

Um eine Aussage über die Anzahl der Wiederholungen der maßgebenden Zugspannungen machen zu können, wurden im Rahmen der numerischen Untersuchungen die maximalen und minimalen Spannungen an der Ober- und Unterseite einer Platte mit einer Länge von 5 m und einer Dicke von 26 cm an repräsentativen Tagen der verschiedenen Jahreszeiten (siehe Abschnitt 6.2.2, Abbildung 6.2) erfasst. Dabei wurden verschiedene Herstellungszeitpunkte (morgens im Sommer, Herbst/Frühling und Winter), die letztlich für unterschiedliche Nullspannungstemperaturverläufe stehen, berücksichtigt. Die Schwankungen der Spannungen an der Oberseite an repräsentativen Tagen im Sommer, Herbst/Frühling und Winter in Abhängigkeit vom Herstellungszeitpunkt sind in Tabelle 7.2 oben dargestellt. Tabelle 7.2 unten gibt einen Aufschluss über den Spannungswechsel an der Unterseite.

Tabelle 7.2 oben zeigt, dass an den Sommertagen unabhängig vom Herstellungszeitpunkt stets mit einer Wechselbeanspruchung zwischen Zug- und Druckspannungen sowohl an der Oberseite als auch an der Unterseite der Platte gerechnet werden muss. Dies ist auf den Wechsel der Plattenverformungen zwischen Aufschüsselung und Aufwölbung, der wiederum vom Verlauf der Nullspannungstemperatur und den starken Schwankungen der Umgebungstemperatur abhängig ist, zurückzuführen.

Tab. 7.2: Spannungen an der Oberseite (oben) und Unterseite (unten) einer Betonplatte ( $l = 5 \text{ m}$ ,  $d = 26 \text{ cm}$ ) an repräsentativen Tagen im Sommer, Herbst/Frühling und Winter in Abhängigkeit vom Herstellungszeitpunkt

Herstellungszeitpunkt	Spannungen ( $\text{N/mm}^2$ ) an der Oberseite im					
	Sommer		Herbst/Frühling		Winter	
	max	min	max	min	max	min
Sommer, morgens	2,0	-2,0	1,7	0,8	1,5	1,4
Herbst/Frühling	1,1	-2,1	0,9	-1,2	1,3	1,0
Winter	1,1	-3,5	0,8	-1,3	0,6	0,2

Herstellungszeitpunkt	Spannungen ( $\text{N/mm}^2$ ) an der Unterseite im					
	Sommer		Herbst/Frühling		Winter	
	max	min	max	min	max	min
Sommer, morgens	1,1	-0,7	-0,9	-1,2	-1,2	-1,7
Herbst/Frühling	1,1	-0,5	0,7	-1,2	-1,1	-1,5
Winter	1,2	-0,9	0,8	-0,8	-0,5	-1,0

Im Herbst und Frühling ergaben sich kleinere Schwankungen der Spannungen als im Sommer, wobei sich infolge einer Herstellung im Sommer eine Zugschwellbeanspruchung (Zug/Zug) an der Oberseite einstellte. Nahezu konstante Spannungen traten im Winter auf. Ergebnisse von zusätzlichen numerischen Berechnungen für eine weitere Platte mit einer Länge von 8 m und einer Breite von 40 cm bestätigten dieses Spannungsverhalten.

Zur Bestimmung der Anzahl der Wiederholungen der maßgebenden Zugspannungen bei Platten, die morgens im Sommer hergestellt wurden, wird hier die Plattenoberseite, welche die maximalen Zugspannungen aufweist, betrachtet. Auf der sicheren Seite liegend wird davon ausgegangen, dass die Plattenoberseite sowohl im Sommer als auch im Herbst und Frühling einer Zugwechselbeanspruchung unterliegt. Somit ergibt sich eine maximale Anzahl der Wiederholungen pro Jahr von  $0,75 \times 365 = 274$ .

Infolge einer Plattenherstellung im Herbst/Frühling ergaben sich Zugspannungen sowohl an der Ober- als auch an der Unterseite der Platte. An der Oberseite nahmen sie im Winter maximale Werte zwischen 1,0 und 1,3  $\text{N/mm}^2$  an. Im Sommer erfolgte eine Zugwechselbeanspruchung der Unterseite und der Oberseite mit einer maximalen Zugspannung von ca. 1,1  $\text{N/mm}^2$ . Wie bei einer Herstellung im Sommer wird hier von 274 Wiederholungen der maximalen Spannungen ausgegangen.

Eine Plattenherstellung im Winter führte zur Entstehung von höheren Zugspannungen (ca. 1,2  $\text{N/mm}^2$ ) an der Unterseite in den Sommermonaten. Im Herbst erreichten die Zugspannungen an der Unterseite ca. 0,8  $\text{N/mm}^2$ . Auch hier kann von einer Zugwechselbeanspruchung mit einer Wiederholungsanzahl von 274 ausgegangen werden.

In der durchgeführten Analyse liegen die maßgebenden Zugspannungen bei einer Herstellung im Herbst/Frühling und Winter deutlich unter der Dauerfestigkeit normalfester Betone (ca. 50 % der Zugfestigkeit [49], [74]). Daher besteht in diesem konkreten Fall keine Ermüdungsgefahr für die untersuchte Platte. In anderen Betonplatten mit anderen Abmessungen können infolge einer Herstellung im Herbst/Frühling oder Winter jedoch höhere Zugspannungen entstehen (siehe Abbildung 7.1), welche die Dauerfestigkeit überschreiten können und somit eine Ermüdungsbeanspruchung darstellen.

Bei der Ermittlung des Ermüdungsfaktors wird von einer Lebensdauer der Betonplatten von 30 Jahren [124] ausgegangen. Damit ergibt sich für Betonplatten im Freien eine maximale Anzahl der Wiederholungen von  $N = 274 \times 30 = 8220$ . Nach Gleichung 7.1 bzw. mit Hilfe von Abbildung 7.2, links ergibt sich zwischen der maximal aufnehmbaren Zugspannung ( $\sigma_{t,max}$ ) und der Zugfestigkeit des Betons ( $f_t$ ) ein Verhältnis von ca. 0,7. Dies bedeutet, dass der Einfluss der Ermüdung nicht berücksichtigt werden muss, wenn die Zugspannungen infolge thermischer Beanspruchung (siehe Tabelle 7.1) unter  $0,7 \cdot f_t$  bleiben und stellt somit ein wichtiges Kriterium bei der Bemessung dar. Eine größere Ausschöpfung der Zugfestigkeit des Betons (also  $> 70\%$ ) durch die thermische Spannung ist nicht sinnvoll, da die restlichen 30 % (also  $0,3 \cdot f_t$ ) zur Aufnahme von anderen Spannungen, die beispielsweise durch Verkehrslast entstehen, zur Verfügung stehen sollten.

Bei der Bemessung von Betonplatten in geschlossenen Hallen oder in langen Tunneln wird der Einfluss der Ermüdung vernachlässigt, da sich in der Regel keine großen umweltbedingten Temperaturschwankungen ereignen und somit sich keine hohe Wiederholungsanzahl der Spannungen ergibt (siehe Abschnitt 6.4.3.4).

Zur genaueren Erfassung des Einflusses der wiederholten Belastung auf die Betonplatten müssten Schadensakkumulationshypthesen, wie z. B. die Palmgren-Miner-Regel (siehe Abschnitt 2.5.5) herangezogen werden. Dies erfordert allerdings umfangreiche Untersuchungen, welche die Schwankungen der Spannungen in verschiedenen Betonplatten mit unterschiedlichen Abmessungen unter verschiedenen Herstellungsbedingungen zu den verschiedenen Jahreszeiten erfassen. Da es sich bei der thermischen Beanspruchung um eine relativ kleine Anzahl von Wiederholungen handelt, wurde vereinfachend und auf der sicheren Seite liegend nur die maximale Zugspannung in Betracht gezogen. Somit konnte auf weitere numerische Berechnungen verzichtet werden.

## **7.2.2 Einwirkungen infolge hygrischer Beanspruchung**

### **7.2.2.1 Allgemeines**

Die numerischen Untersuchungen haben gezeigt, dass infolge hygrischer Beanspruchung (Austrocknung der Oberseite) stets mit einer feinen Rissbildung in Betonplatten zu rechnen ist (siehe Abschnitt 5.5.4). Diese feinen Risse entstehen bereits im frühen Alter des Betons und sind in erster Linie auf die hohen Eigenspannungen zurückzuführen. Sie beschränken sich auf die obersten 20 bis 30 mm der Plattenrandzone, was in [138], [140], [141] bestätigt wird.

Durch Kriech- und Relaxationsvorgänge sowie feine Rissbildungen werden die Eigenspannungen relativ schnell abgebaut.

Die hygrischen Einwirkungen verursachen die Verwölbung von Betonplatten, welche durch das Eigengewicht behindert wird, was schließlich zur Entstehung von Biegespannungen in der Platte führt. Die daraus resultierenden Zugspannungen an der Oberseite addieren sich zu den vorhandenen Zugeigenspannungen, und eine Vergrößerung der feinen Rissbildung an der Oberfläche ist die Folge. Im Rahmen von experimentellen Untersuchungen (Abschnitt 3.6) wurde jedoch festgestellt, dass diese feine Rissbildung keinen nennenswerten Einfluss auf die Tragfähigkeit der Betonplatten besitzt, was auf das günstige Nachrissverhalten des Betons zurückzuführen ist.

Im Allgemeinen können zur Minimierung der Rissbildung infolge Eigenspannungen die Angaben in [53] und [93] beachtet werden.

### 7.2.2.2 Spannungsermittlung

#### *Platten im Freien*

Im Gegensatz zur thermischen Beanspruchung spielt die hygrische Beanspruchung von Betonplatten, die sich im Freien befinden und dem ständigen witterungsbedingten Wechsel der Feuchtigkeitsverhältnisse ausgesetzt sind, eher eine untergeordnete Rolle [138]. Nachts kann die relative Luftfeuchte der Umgebung einen Wert von nahezu 100 % erreichen. Am Tag insbesondere im Sommer kann die relative Feuchte auf einen Wert von ca. 30 % sinken (siehe Abschnitt 5.3).

Im Freien ist des Weiteren mit Regen zu rechnen, der ein Quellen der obersten Betonschichten verursacht und die Entstehung von Druckspannungen an der Oberseite herbeiführt. Diese Druckspannungen haben günstige Auswirkungen, da sie zur Minimierung der vorhandenen Zugspannungen beitragen (siehe Abschnitt 3.5.6). Vor diesem Hintergrund kann bei Betonplatten im Freien nicht von einem kontinuierlichen Schwinden ausgegangen werden. Daher wird beispielsweise in [113] der Einfluss des Schwindens auf die Spannungen in Betonplatten im Freien vernachlässigt.

Für eine wirtschaftliche Bemessung von Betonplatten und unter Betrachtung des nichtlinearen Verhaltens des Betons muss die feine Rissbildung nicht berücksichtigt werden, da sie die Tragfähigkeit nicht beeinflusst. Eigene Untersuchungsergebnisse bestätigen dies (siehe Abschnitt 3.6). Somit brauchen die Eigenspannungen infolge hygrischer Beanspruchung bei der Bemessung nicht in Betracht gezogen werden. Allerdings müssen die Biegespannungsanteile infolge hygrischer Beanspruchung einbezogen werden. Die Biegespannungen (Wölbspannungen) treten auf, wenn die Aufschüsselung durch das Eigengewicht der Platte behindert wird. In [141] wird erwähnt, dass diese Biegespannungen kleiner als die entsprechenden Spannungen infolge thermischer Beanspruchung sind.

Da in den ermittelten thermischen Spannungen (Abschnitt 7.2.1.2) die Biegespannungsanteile bereits enthalten sind, sind keine zusätzlichen Biegespannungen zu berücksichtigen. Auf-

grund der Temperaturschwankungen der Umgebung wechseln die Platten täglich zwischen Aufschüsselung und Aufwölbung, dementsprechend findet an der Oberseite der Platten ein Wechsel zwischen Zug- und Druckspannungen statt (siehe Abschnitt 7.2.1.3), mit Ausnahme der Wintermonate. Infolge der Aufwölbung entstehen Druckspannungen an der Oberseite. Diese können entgegen den Zugspannungen wirken, welche durch die von der Platte infolge hygrischer Beanspruchung bestrebt Aufschüsselung entstehen können.

Im Rahmen des hier vorgestellten Bemessungsverfahrens kann daher für Betonplatten im Freien die aus hygrischer Beanspruchung resultierende Spannung vernachlässigt werden.

Eine fehlerhafte Ausführung oder eine schlechte Entwässerung von Betonplatten, die eine Dauerbefeuchtung der Plattenunterseite zur Folge hätte, wird bei der Bemessung nicht berücksichtigt. Eine ordnungsgemäße Plattenherstellung wird – stets beim Bemessungsverfahren – vorausgesetzt.

### Platten in geschlossenen Hallen

Betonplatten in geschlossenen Hallen werden in der Regel vor der Erstellung der Hallenkonstruktion hergestellt. Bis zur Erstellung der Hallenkonstruktion kann bezüglich der hygrischen Spannungen wie bei Betonplatten im Freien verfahren werden.

In geschlossenen Hallen herrscht eine nahezu konstante Umgebungsfeuchte. Daher muss hier von einem kontinuierlichen Schwinden ausgegangen werden. Infolge der einseitigen Austrocknung an der Oberseite wird die Aufschüsselung der Betonplatten verursacht, was zusätzliche Zugspannungen in den oberflächennahen Bereichen hervorruft. Dies ist beispielsweise in Abbildung 7.3 erkennbar, in der die Spannungsverteilungen in den beiden „Standardplatten“ ( $l = 5 \text{ m}$ ,  $d = 260 \text{ mm}$  und  $l = 8 \text{ m}$ ,  $d = 400 \text{ mm}$ ), welche aus einem Beton der Festigkeitsklasse C30/37 hergestellt wurden, nach 28 und 360 Tagen in einer Hallenumgebung mit einer relativen Feuchte von 40 % dargestellt sind.

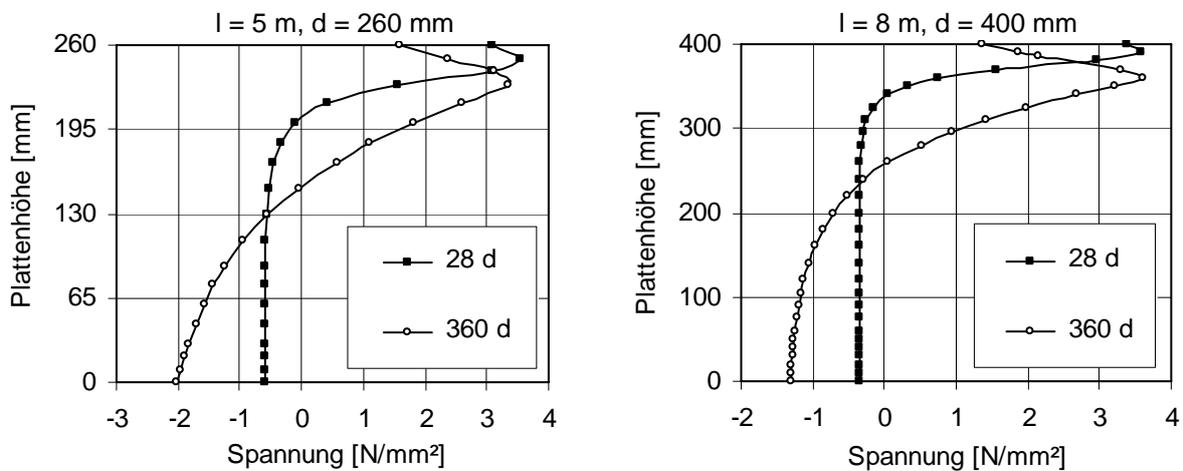


Abb. 7.3: Spannungsverteilungen in beiden „Standardplatten“ ( $l = 5 \text{ m}$ ,  $d = 260 \text{ mm}$  und  $l = 8 \text{ m}$ ,  $d = 400 \text{ mm}$ ) nach 28 und 360 Tagen in einer Hallenumgebung mit einer konstanten Umgebungsfeuchte von 40 %

Im Alter von 28 Tagen herrschten in erster Linie Zugeigenstressungen, welche feine Rissbildungen verursachen. Nach 360 Tagen wanderte die Spannungsspitze infolge Biegung (Aufschüsselung) tiefer in das Bauteil hinein.

Bei linearer Superposition mit den Spannungen infolge Verkehrslast ist mit einer Vergrößerung der Zugspannungen an der Oberseite zu rechnen, was eine Vergrößerung der vorhandenen Rissbildung verursacht.

Die numerischen Untersuchungen (Abschnitt 6.4.3.4) haben gezeigt, dass sich in geschlossenen Hallen mit konstanten Umgebungstemperaturen keine thermischen Zugspannungen an den Oberseiten der Platten ergeben, wenn die Betonplatten im Herbst/Frühling und Winter sowie in einer Halle mit einer konstanten Umgebungstemperatur hergestellt werden. Durch relativ kleine Aufwölbungen der Platten, die infolge Temperatur resultieren, entstehen an der Oberseite anfänglich Druckspannungen (Vorspannung!), die zunächst einmal zur Reduzierung der Zugspannungen infolge der von der Platte bestrehten hygrischen Aufschüsselung beitragen. Da in Hallen ein kontinuierliches Austrocknen der Oberseite erfolgt, überwiegen die daraus resultierenden Zugspannungen zu einem bestimmten Zeitpunkt die eingepprägten kleinen thermischen Druckspannungen. Ab diesem Zeitpunkt beginnt die Aufschüsselung der Betonplatten.

Platten, die morgens im Sommer hergestellt werden, weisen relativ hohe Zugspannungen infolge thermischer Beanspruchung in der Halle auf, was im Hinblick auf die Überlagerung mit den Zugspannungen infolge hygrischer Beanspruchung ungünstig ist. Sollten die Platten nachmittags im Sommer hergestellt werden, so kann von einer größeren Druckspannung in den oberen Betonschichten der Platte ausgegangen werden (siehe Abschnitt 6.4.3.2), die entgegen den Zugspannungen infolge hygrischer Beanspruchung wirken können.

Im Gegensatz zu den Platten im Freien tritt in Hallen kein Wechsel zwischen Aufschüsselung und Aufwölbung auf, was einen günstigen Einfluss auf die resultierenden Zugspannungen an der Oberseite hätte. Es muss davon ausgegangen werden, dass in geschlossenen Hallen infolge hygrischer Beanspruchung die Eigen- und Biegespannungen die Zugfestigkeit des Betons nicht nur an der Oberfläche sondern auch in den tieferen Zonen der Platte überschreiten (siehe Abbildung 7.3), so dass eine unbewehrte Betonplatte keine zusätzlichen Zugspannungen infolge Verkehrslast aufnehmen kann ohne die Bildung von größeren Rissen und Schäden. Dies bestätigten eigene Beobachtungen in der Praxis, wonach nahezu alle unbewehrten Betonplatten in geschlossenen Hallen größere Risse und Aufschüsselungen aufweisen.

Weitere einzelne Berechnungen ergaben, dass bei einem Verhältnis  $l/d = 5$  der Einfluss der Biegung infolge kontinuierlicher Austrocknung der Oberseite vernachlässigbar ist, so dass nahezu Eigenstressungen über dem Querschnitt vorliegen (siehe Abbildung 7.4). In diesem Fall wäre die unbewehrte Platte in der Lage eine zusätzliche Zugspannung infolge Verkehrslast aufzunehmen. Bei diesen relativ kleinen Verhältnissen der Plattenabmessungen ( $l/d$ ) würden sich die Zugspannungen infolge Verkehrslast an der Unterseite der Platte ergeben, also unmittelbar unter der Radlast.

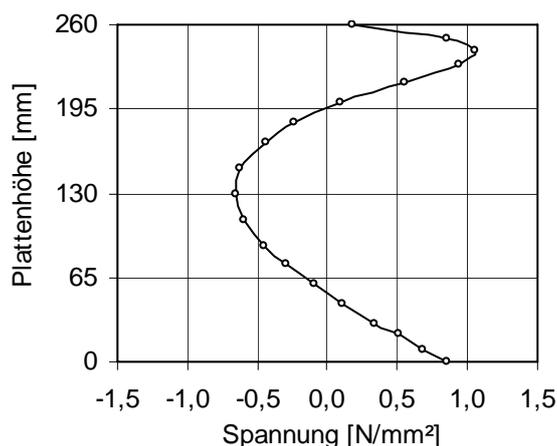


Abb. 7.4: Spannungsverteilungen nach 360 Tagen in einer Betonplatte mit einer Länge von 1,3 m und einer Dicke von 26 cm (Verhältnis  $l/d = 5$ ) in einer Hallenumgebung mit einer konstanten Umgebungsfeuchte von 40 %

Jedoch sind unbewehrte Betonplatten mit einem Verhältnis  $l/d = 5$  sehr unwirtschaftlich. Zum einen wird die Herstellung wesentlich teurer (mehr Dübel, mehr Fugen) und zum anderen erhöhen sich die Unterhaltungskosten, insbesondere für die Fugen, enorm. Vor diesem Hintergrund muss empfohlen werden, in geschlossenen Hallen die Betonplatten mit einer Oberflächen- oder einer Stahlfaserbewehrung, welche die zusätzlichen Spannungen infolge Verkehrslast aufnehmen kann, zu versehen.

## 7.2.3 Einwirkungen infolge Verkehrslast

### 7.2.3.1 Allgemeines

In Abhängigkeit von der Laststellung, der Lastgröße, der Konstruktion des Unterbaus, den Plattenabmessungen sowie dem E-Modul des Betons können sich unterschiedliche Spannungen in Betonplatten ergeben. Diese Spannungen lassen sich mit herkömmlichen Verfahren (siehe Abschnitt 2.4.3) oder üblichen kommerziellen Programmen relativ einfach ermitteln [60], [136].

Wie bereits im Abschnitt 7.1 erwähnt wurde, liegen dem Bemessungsverfahren die maßgebenden Zugspannungen im mittleren Bereich der Betonplatten zugrunde. Eine komplette Erfassung der Spannungen infolge aller in der Praxis vorkommenden Verkehrslasten auf allen Anwendungsgebieten (Straßen-, Flugplatz-, Industriebau) wäre aufgrund der Vielfalt der Einflussparameter mit einem erheblichen Aufwand verbunden. Deshalb beschränkt sich diese Arbeit auf ausgewählte Verkehrslasten.

Da infolge thermischer Beanspruchung relativ hohe Zugspannungen entstehen (siehe Abschnitt 7.2.1.2), die über 50 % der Zugfestigkeit des Betons liegen, wird bei der Bemessung darauf geachtet, dass die Zugspannungen infolge Verkehrslast unter 50 % der zulässigen Betonzugfestigkeit bleiben. Dieser Anhaltswert ergab sich im Rahmen von analytischen Untersuchungen, die der Optimierung der Bemessung dienen und gilt nur für das hier vorgestellte Bemessungsverfahren. Der Einfluss der Ermüdung braucht bei der Ermittlung der Spannungen

gen infolge Verkehrslast nicht berücksichtigt werden, da diese unter der Dauerfestigkeit des Betons liegen (ca. 50 % der zulässigen Zugfestigkeit).

Die Addition dieser Spannung mit den Spannungen infolge thermischer Beanspruchung kann zu einer Zugspannung führen, welche die Dauerfestigkeit überschreitet. Auf einen Ermüdungsnachweis wird jedoch verzichtet, da nach [126] die Beanspruchungen infolge Temperatur und Verkehr selten in voller Größe gleichzeitig auftreten.

### 7.2.3.2 Ausgewählte Verkehrslasten

Im Rahmen dieser Arbeit werden zur Erläuterung der Vorgehensweise bei der Bemessung exemplarisch die maßgebenden Zugspannungen in Plattenmitte infolge ausgewählter Verkehrslasten (SLW 30, Boeing 727-230, Gabelstapler 3,5 t) für das jeweilige Einsatzgebiet (Straßen-, Flugplatz-, Industriebau) ermittelt. Abbildung 7.5 zeigt die Radlastabstände und Aufstandsflächen eines Schwerlastwagens SLW 30 nach DIN 1072 [30], eines Flugzeugs vom Typ Boeing 727-230 nach [49] und eines Gabelstaplers mit einem zulässigen Gesamtgewicht von 3,5 t nach DIN 1055-3 [28]. Mit anderen Verkehrslasten, die in diesem Bemessungsverfahren nicht berücksichtigt sind, kann in Anlehnung an die angegebenen Ansätze verfahren werden.

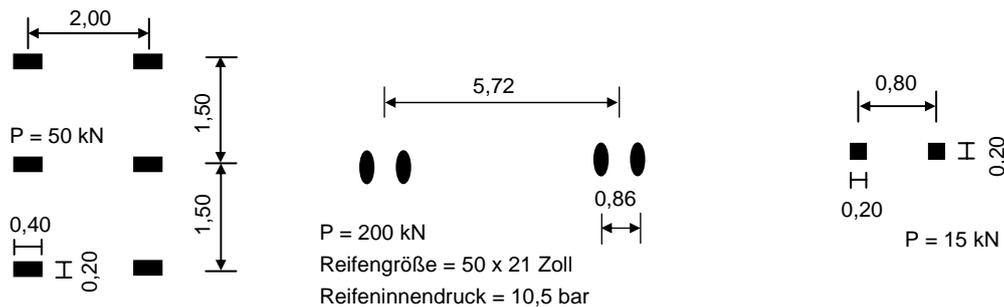


Abb. 7.5: Radlastgrößen, -abstände und Aufstandsflächen in [m] eines SLW 30 nach DIN 1072 [30] (links), eines Flugzeugs vom Typ Boeing 727-230 nach [49] (Mitte), eines Gabelstaplers mit einem zulässigen Gesamtgewicht von 3,5 t nach DIN 1055-3 [28] (rechts)

### 7.2.3.3 Unterbaukonstruktionen

Zur Ermittlung der Spannungen wurden basierend auf [49], [94], [124] verschiedene Unterbaukonstruktionen für das jeweilige Einsatzgebiet gewählt. In Abbildung 7.6 sind der Aufbau des Unterbaus sowie die Steifeziffer der jeweiligen Schicht von einer Autobahndecke, einer Flugplatz-Landebahn und einem Industrieboden dargestellt.

Bei einem Tragsystem bestehend aus einer Betondecke, einer hydraulisch gebundenen Tragschicht (HGT) und einer Frostschutzschicht (FSS) wurde der auf die Unterseite der Betondecke bezogene Bettungsmodul berechnet. Diese Berechnung erfolgte nach Eisenmann [49] anhand der Äquivalenztheorie von Odemark [114].

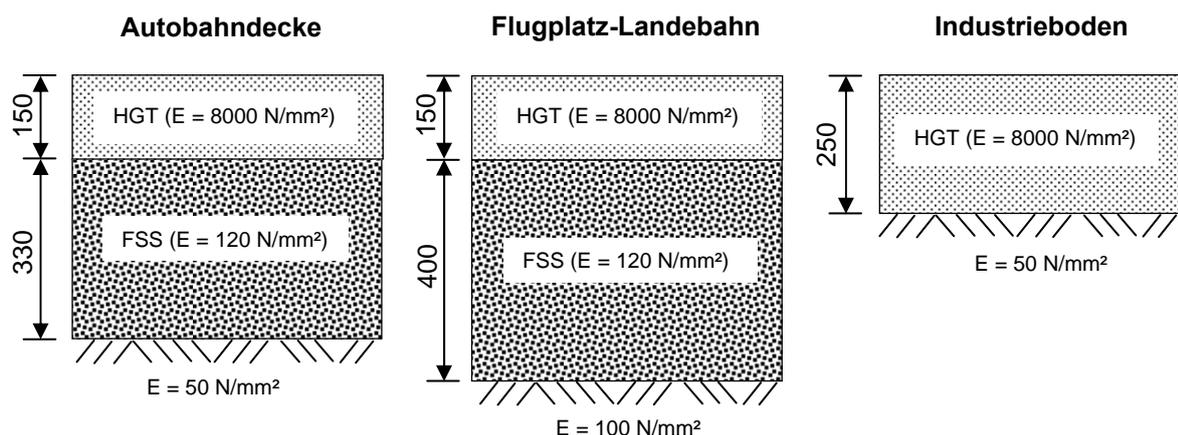


Abb. 7.6: Aufbau des Unterbaus in Abhängigkeit vom Verwendungszweck (Autobahndecke, Flugplatz-Landebahn, Industrieboden), Maße in [mm]

### 7.2.3.4 Spannungsermittlung

Zur Ermittlung der maßgebenden Zugspannungen an der Plattenoberseite wurden die Radlasten des Schwerlastwagens SLW 30 und des Gabelstaplers 3,5 t mit einem Randabstand von 50 cm angeordnet. Es wurde angenommen, dass bis zu zwei SLW 30 bzw. zwei Gabelstapler nebeneinander fahren oder stehen können. Dabei wurde von einem Zwischenabstand von 1,0 m ausgegangen. Somit können beispielsweise Autobahnplatten mit einer Breite von 7 m durch zwei SLW 30 gleichzeitig belastet werden. Bei Autobahnen sind die Verkehrslasten aus Pkws aufgrund des geringen Gewichts vernachlässigbar. Die maximalen Zugspannungen an der Plattenunterseite entstehen, wenn ein Einzelfahrzeug bzw. eine Radlast in Plattenmitte angeordnet wird. Die maßgebenden Spannungen infolge der Belastung eines Flugzeugs vom Typ Boeing 727-230 ergeben sich an der Oberseite, wenn die Mittelachse der Hauptfahrwerke über der Mittellinie der Platte liegt (siehe Abbildung 7.7, links). Befindet sich ein Hauptfahrwerk in Plattenmitte, so entstehen an der Unterseite die maximalen Zugspannungen (Abbildung 7.7, rechts).

Für quadratische Betonplatten der Betonfestigkeitsklasse C30/37 mit einer Länge zwischen 3 und 14 m und einer Dicke zwischen 20 und 50 cm wurden numerische Berechnungen zur Ermittlung der maßgebenden Zugspannungen an der Ober- und Unterseite durchgeführt. Dabei fanden die im Abschnitt 7.2.3.2 angegebenen Verkehrslasten und die im Abschnitt 7.2.3.3 dargestellten Unterbaukonstruktionen Berücksichtigung. Die Berechnungen erfolgten für Betonplatten auf elastischer Bettung, denen die Elastizitätstheorie zugrunde lag. Im Rahmen dieser Berechnungen wurde der Einfluss der in Querschnitten vorhandenen Dübel auf die Querkraftübertragung vernachlässigt, da durch die Radlaststellung in einem Abstand von 50 cm vom Rand der Einfluss der Dübel gering ist [156].

Im Anhang, Abb. A 7.2 bis A 7.4 sind die maßgebenden Zugspannungen an der Oberseite und an der Unterseite in Abhängigkeit von den Plattenabmessungen infolge eines Schwerlastwagens SLW 30, eines Flugzeugs vom Typ Boeing 727-230 und eines Gabelstaplers mit einem zulässigen Gesamtgewicht von 3,5 t dargestellt. Bei der Ermittlung der Spannungen infolge Verkehrslast wird in Anlehnung an [49], [113] ein Stoßfaktor von  $\varphi_{\text{dyn}} = 1,3$  berücksichtigt.

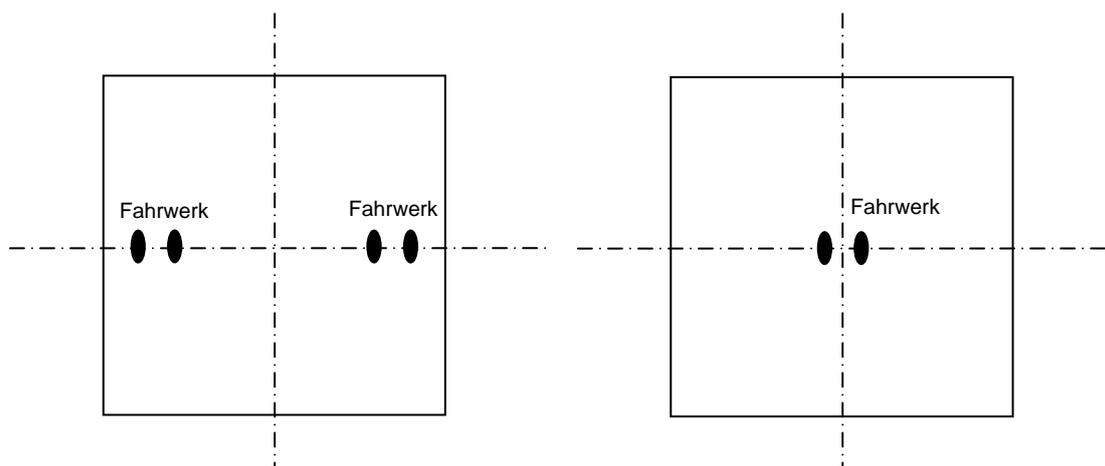


Abb. 7.7: Schematische Darstellung für die Anordnung der Hauptfahrwerke eines Flugzeugs vom Typ Boeing 727-230 auf einer Betonplatte zum Errechnen der maßgebenden Zugspannungen an der Oberseite (links) und an der Unterseite (rechts)

#### 7.2.4 Widerstand

Um die Beanspruchungen der Platte zuverlässig aufnehmen zu können, soll die Betonplatte einen entsprechenden Widerstand aufweisen. Der Widerstand der Platten kann durch folgende betontechnologische Maßnahmen verbessert werden:

- Hohe Zugfestigkeit des Betons
- Einsatz von Faserbewehrung
- Fachgerechte Herstellung
- Sorgfältige Nachbehandlung

Der Nachweisführung wird die zentrische Zugfestigkeit im Alter von 28 Tagen zugrunde gelegt. Je nach Anforderungen an die Betonplatte können frei wählbare Fraktilwerte für die zentrische Zugfestigkeit der Nachweisführung zugrunde gelegt werden. Die Biegezugfestigkeit wird hier nicht herangezogen, da bei der Ermittlung der Spannungen mit Hilfe des numerischen Modells das günstige nichtlineare Verhalten des Betons (siehe Abschnitt 4.3.4.1) bereits Eingang fand. Somit konnte auch der Effekt der günstigen Spannungsverteilung bei einer Biegebeanspruchung auf das Tragverhalten berücksichtigt werden.

Wenn die zentrische Zugfestigkeit des Betons nicht im Rahmen von experimentellen Untersuchungen erfasst wurde, kann beim Bemessungsverfahren zur Bestimmung der mittleren zentrischen Zugfestigkeit des Betons im Alter von 28 Tagen auf der Widerstandsseite der Ansatz des CEB-FIP Model Code 1990 [19] herangezogen werden (Gleichung 7.2):

$$f_{t,28} = 1,4 \cdot (f_{c,28} / 10)^{0,67} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (7.2)$$

mit:

$f_{t,28}$	Zentrische Zugfestigkeit des Betons	$[\text{N/mm}^2]$
$f_{c,28}$	Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen	$[\text{N/mm}^2]$

In Sonderfällen (z. B. frühzeitige Freigabe des Verkehrs oder Belastung der Platte im Bauzustand) kann es erforderlich sein, dass der Spannungsnachweis im Betonalter unter 28 Tagen geführt werden muss. Zur Abschätzung der zentrischen Zugfestigkeit des Betons im jungen Betonalter wird auf die Literatur [19], [65], [84], [167] hingewiesen.

### 7.2.5 Empfohlene Teilsicherheitsbeiwerte

Zur Bestimmung der Teilsicherheitsbeiwerte wird auf die Angaben der Literatur zurückgegriffen. In DIN 1045-1 [25], DIN 1055-100 [29] und in GruSiBau [66] wird beim Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit für die Einwirkungen ein Teilsicherheitsbeiwert von 1,0 als ausreichend erachtet. Dieser Wert erscheint im Falle der Bemessung von befahrbaren Betonplatten zu niedrig zu sein, da keine ausreichende Sicherheit gewährleistet ist. Schließlich soll beachtet werden, dass eine Nichteinhaltung der Gebrauchstauglichkeit mit der Bildung von größeren Rissen verbunden ist, was letztendlich die Tragfähigkeit beeinträchtigen kann.

Lohmeyer [95] schlägt für die Einwirkungen infolge Verkehrslast in offenen und geschlossenen Hallen einen Teilsicherheitsbeiwert von 1,2 vor. Für die Temperatureinwirkung geht Lohmeyer von einem Teilsicherheitsbeiwert, der von den Herstellungsrandbedingungen abhängt, von 1,3 bzw. 1,1 aus.

Der Materialsicherheitsbeiwert nach DIN 1045-1 für den Baustoff Beton ist mit 1,5 festgelegt. In der Richtlinie DAfStb Heft 519 [21] wird ein Sicherheitsbeiwert 1,25 für ausreichend gehalten. Lohmeyer [95] schlägt bei Industriefußböden je nach Ausführungsart für den Baustoff Beton einen Sicherheitsbeiwert von 1,2 bzw. 1,25 vor.

Die Beanspruchungen infolge Temperatur und Verkehr treten selten in voller Größe gleichzeitig auf. Dies wird in [126] bestätigt, wonach die maximalen positiven Temperaturgradienten nur bei 5 % der Lastwechsel aus Verkehr auftreten. Deshalb können eher geringere Teilsicherheitsbeiwerte angenommen werden.

In Anlehnung an die Angaben in der Literatur und im Hinblick darauf, dass es sich bei Betonplatten in erster Linie um die Gebrauchstauglichkeit handelt, werden die in Tabelle 7.3 angegebenen Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen und die Widerstände empfohlen bzw. angenommen.

Tab. 7.3: Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen und die Widerstände

Temperatur: $\gamma_T$	1,1
Verkehr: $\gamma_V$	1,2
Material: $\gamma_M$	1,25

Diese Teilsicherheitsbeiwerte wurden relativ klein gewählt, da bei der Ermittlung der Spannungen von den ungünstigsten Belastungsfällen ausgegangen wurde. Zur genauen Ermittlung von Teilsicherheitsbeiwerten wären weitere Forschungsarbeiten erforderlich.

### 7.3 Konzept und Vorgehensweise

Bei dem hier vorgestellten Bemessungsverfahren handelt es sich um die Dimensionierung von unbewehrten Betonplatten, die in der Bauweise „ohne Verbund“ hergestellt werden. Die Bemessung bezieht sich auf ein Betonalter von 28 Tagen. Des Weiteren liegen der Bemessung die Spannungen im mittleren Bereich der Platten zugrunde, da bedingt durch die Plattenverformungen die maximalen Spannungen in Plattenmitte entstehen.

Wie bereits im Abschnitt 7.2.2.2 erläutert, wird die Spannung infolge hygrischer Einwirkung bei der Bemessung von Platten im Freien zu Null gesetzt. Des Weiteren wurde festgestellt, dass Betonplatten in geschlossenen Hallen zu bewehren sind. Somit beschränkt sich das Bemessungsverfahren letztendlich auf unbewehrte Betonplatten, die sich im Freien befinden. Dabei müssen nur die Spannungen infolge thermischer Einwirkung und infolge Verkehrslast berücksichtigt werden.

Es wird davon ausgegangen, dass bei Aufwölbungen oder Aufschüsselungen keine Reibung zwischen Betonplatte und Untergrund herrscht. Daher wird der Lastfall „zentrischer Zwang“ nicht berücksichtigt bzw. eine evtl. vorhandene geringe Reibung mit der darunter liegenden Schicht vernachlässigt. Selbst im Falle dass die Betonplatte unter bestimmten Randbedingungen durchgehend liegen würde, ergeben sich aufgrund der relativ kurzen Plattenlängen geringere Zugspannungen. Z. B. eine durchgehend liegende Betonplatte mit einer Dicke von 30 cm und einer Länge von 10 m ergibt infolge Reibung mit der HGT eine maximale Zugspannung von ca. 0,12 N/mm<sup>2</sup>. Dabei wurde von einem ungünstigen Reibungsbeiwert von 1,0 bei Platten ohne Verbund ausgegangen (siehe Abschnitt 2.2.4).

In Abbildung 7.8 ist die Vorgehensweise bei der Anwendung dieses Bemessungsverfahrens graphisch dargestellt. Mit Hilfe von Faustformeln, die in Abhängigkeit vom Herstellungszeitpunkt ein Verhältnis zwischen Plattenlänge- und dicke ( $l/d$ ) angeben, werden zunächst die Plattenabmessungen, die stark vom Anwendungsgebiet abhängen, angenommen bzw. gewählt. Sämtliche betontechnologische und herstellungstechnische Randbedingungen sollten vor Beginn der Bemessung festgelegt werden. Dabei stellt die Festlegung des Betonierzeitpunkts (Tages- und Jahreszeit) einen wesentlichen Punkt dar. Nach der Ermittlung der maßgebenden Zugspannungen infolge der einzelnen Einwirkungen wird unter Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten eine Gesamtzugspannung  $\sigma_{\text{tot,t,d}}$  errechnet. Diese Spannung darf die zentrische Zugfestigkeit des Betons ( $f_{t,d}$ ) unter Berücksichtigung des zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerts nicht überschreiten. Ist diese Bedingung nicht eingehalten, dann gilt der Nachweis als nicht erfüllt und ein Optimierungsprozess sollte erfolgen. Dabei könnte eine Veränderung der Plattenabmessungen oder die Wahl von begünstigenden betontechnologischen oder herstellungstechnischen Parametern zum Ziel führen.

Für eine optimale wirtschaftliche Bemessung gilt  $\sigma_{\text{tot,t,d}} = f_{t,d}$ .

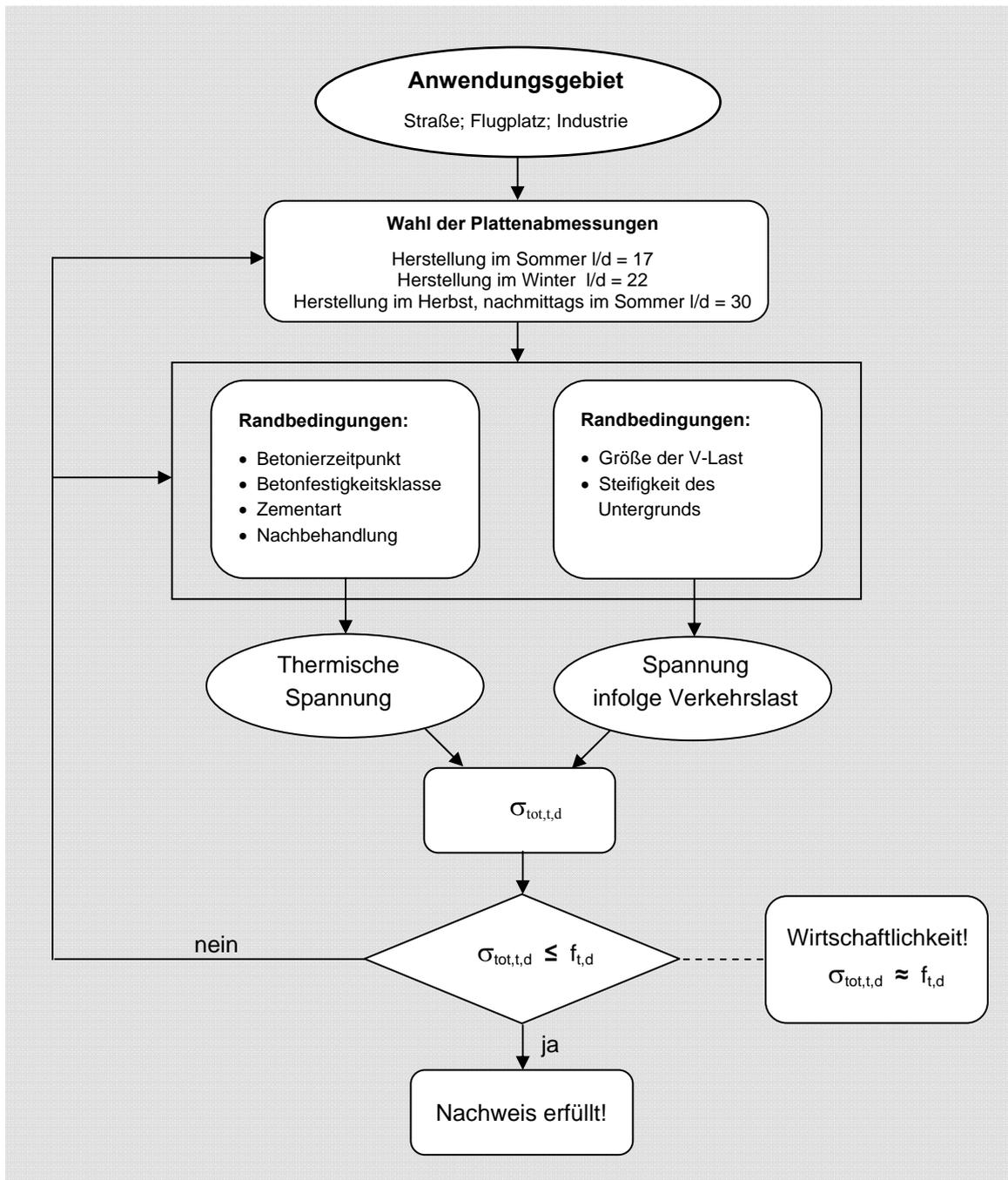


Abb. 7.8: Vorgehensweise bei der Bemessung von Betonplatten

## 7.4 Sicherheitsmodell und Nachweisführung

In Anlehnung an die aktuellen Normen des Bauwesens, wie die DIN 1045-1 [25] und DIN EN 206-1/A1 [33], wurde ein Sicherheitsmodell hergeleitet. Nach DIN 1045-1 wird bei der Nachweisführung zwischen den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit unterschieden. Darüber hinaus wird in dieser Norm der Nachweis der Dauerhaftigkeit gefordert. Diese Nachweise für den allgemeinen Hoch- und Ingenieurbau lassen sich nicht ohne weiteres auf Betonplatten übertragen, da sie nicht als tragende Bauteile eingestuft werden.

Ein Versagen von Betonfahrbahnplatten stellt keine Gefahr für Leib und Leben von Personen dar, es beeinträchtigt letztendlich nur die Gebrauchstauglichkeit. Deshalb wird bei der Bemessung von Betonplatten zunächst der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit berücksichtigt. Daher soll eine ausreichende Sicherheit gegen größere Rissbildungen gewährleistet werden. Dazu werden für die Beanspruchungen und die Beanspruchbarkeit eigene Teilsicherheitsbeiwerte vorgesehen, welche die Streuung der Eingangsgrößen sowohl auf der Einwirkungsseite als auch der Widerstandsseite berücksichtigen. Bei Betonplatten im Freien liegen folgende Beanspruchungen vor (siehe Abschnitt 7.2):

- Temperatur
- Verkehrslast

Wechselnde Temperatureinwirkungen finden durchgehend statt. Abhängig von den Schwankungen der Umgebungstemperatur verändert sich die Größe der resultierenden thermischen Spannung. Je nach Herstellungszeitpunkt erfahren die Betonplatten über die gesamte Lebensdauer unterschiedliche, jedoch zyklische thermische Beanspruchungen. Da extreme Temperaturunterschiede zwischen Tag und Nacht sowie zwischen Sommer und Winter auftreten, wird die thermische Beanspruchung von Betonplatten im Freien als eine veränderliche Einwirkung betrachtet. Die Beanspruchung infolge Verkehrslast stellt im Sinne der DIN 1045-1 eine veränderliche Einwirkung dar.

Mit dem Nachweis der Gebrauchstauglichkeit soll die geplante Nutzungsfunktion der Betonplatten sichergestellt werden. Dabei sollen übermäßige Mikrorisse und die Risse, welche die Dauerhaftigkeit beeinträchtigen können, ausgeschlossen werden. Der Nachweis, dass eine Betonplatte die Anforderungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erfüllt, erfolgt bei dem hier vorgestellten Bemessungsverfahren durch die Begrenzung der Spannungen. Gleichung 7.3 mit den entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten bildet die Grundlage für die Nachweisführung. Da es sich bei der Bemessung um zwei maßgebende Einwirkungen handelt, wird auf der sicheren Seite liegend auf die Einführung von Kombinationsbeiwerten im Sicherheitsmodell verzichtet.

$$\underbrace{(\sigma_{t,T} \cdot \gamma_T + \varphi_{\text{dyn}} \cdot \sigma_{t,V} \cdot \gamma_V)}_{\sigma_{\text{tot},t,d}} \leq \underbrace{(f_t / \gamma_M)}_{f_{t,d}} \quad (7.3)$$

mit:

- $\sigma_{t,T}$  Zugspannung infolge Temperatur (Abschnitt 7.2.1.2); wobei  $\sigma_{t,T} \leq 0,7 \cdot f_t$
- $\sigma_{t,V}$  Zugspannung infolge Verkehrslast (Abschnitt 7.2.3.4); wobei  $\sigma_{t,V} \leq 0,5 \cdot f_t$
- $\varphi_{\text{dyn}}$  Stoßfaktor = 1,3
- $f_t$  Zentrische Zugfestigkeit des Betons (Abschnitt 7.2.4)
- $\gamma_T$  Teilsicherheitsbeiwert für thermische Beanspruchung (Tabelle 7.3)
- $\gamma_V$  Teilsicherheitsbeiwert für Beanspruchung infolge Verkehrslast (Tabelle 7.3)
- $\gamma_M$  Teilsicherheitsbeiwert für die Streuung der Materialeigenschaften (Tabelle 7.3)

## 7.5 Bemessungsbeispiele

Im Folgenden werden zur Erläuterung des Bemessungsverfahrens einige Beispiele dargestellt. Dabei werden eine fachgerechte Ausführung und eine sorgfältige Nachbehandlung vorausgesetzt.

### 7.5.1 Autobahndecke

Randbedingungen:

Unterbaukonstruktion: Gemäß Abschnitt 7.2.3.3

Plattenherstellung: Sommer

Betonfestigkeitsklasse: C30/37

Mittlere Druckfestigkeit nach 28 Tagen: 45 N/mm<sup>2</sup>

Zementart: CEM I 32,5 R

Verkehrslast: SLW 30

Eine Plattenherstellung im Sommer erfolgt in der Regel zwischen 6 und 18 Uhr. Da keine näheren Angaben über die Reihenfolge der Betonierabschnitte vorliegen, sollen bei der Bemessung beide Fälle überprüft werden:

1. Herstellung im Sommer morgens
2. Herstellung im Sommer nachmittags

**Fall 1a:**

**Nachweis der Spannungen an der Oberseite (Betonieren morgens im Sommer)**

Gewählt:

$l/d = 17$

Plattenlänge: 4,25 m

Plattendicke: 0,25 m

Einwirkungen:

Spannung infolge thermischer Beanspruchung:

Tabelle 7.1  $\rightarrow \sigma_{t,T,0} = 0,5 \cdot 4,25 - 6 \cdot 0,25 + 1 = 1,63 \text{ N/mm}^2$  (1,63 < 0,7 \cdot f\_t = 2,69)

Spannungen infolge Verkehrslast:

Anhang, Abb. A 7.2, oben  $\rightarrow \sigma_{t,V,0} = 1,05 \text{ N/mm}^2$  (1,05 < 0,5 \cdot f\_t = 1,92)

Widerstand:

Gleichung 7.2  $\rightarrow f_{t,28} = 1,4 \cdot (f_{c,28} / 10)^{0,67} \rightarrow f_t = 1,4 \cdot 4,5^{0,67}$   
 $\rightarrow f_t = 3,84 \text{ N/mm}^2$

Nachweis:

Gleichung 7.3  $\rightarrow \sigma_{tot,t,d} = \sigma_{t,T} \cdot \gamma_T + \phi_{dyn} \cdot \sigma_{t,V} \cdot \gamma_V$   
 $\rightarrow \sigma_{tot,t,d} = 1,63 \cdot 1,1 + 1,3 \cdot 1,05 \cdot 1,2 = 3,43 \text{ N/mm}^2$

Gleichung 7.3  $\rightarrow f_{t,d} = f_t / \gamma_M = 3,84 / 1,25 = 3,07 \text{ N/mm}^2$

$3,43 > 3,07 \rightarrow$  Nachweis ist nicht erfüllt!

Durch die Verkleinerung der Plattenlänge auf 3 m und die Vergrößerung der Plattendicke auf 0,3 m wäre der Nachweis erfüllt. Das Verhältnis  $l/d = 10$  wird jedoch als unwirtschaftlich betrachtet. Deshalb sollten andere Alternativen überprüft werden, z. B. Erhöhung der Festigkeitsklasse des Betons oder die Verwendung eines NW-Zements. Im zweiten Fall könnten wesentlich größere Plattenlängen gewählt werden (siehe Fall 1b).

**Fall 1b:**

**Nachweis der Spannungen an der Unterseite (Betonieren morgens im Sommer, NW-Zement)**

Gewählt:

$l/d = 30$

Plattenlänge: 7,5 m

Plattendicke: 0,25 m

Einwirkungen:

Spannung infolge thermischer Beanspruchung:

Tabelle 7.1  $\rightarrow \sigma_{t,T,u} = 0,5 (0,033 \cdot 7,5 + 6,5 \cdot 0,25 - 0,15) = 0,86 \text{ N/mm}^2 \quad (0,86 < 0,7 \cdot f_t = 2,69)$

Spannungen infolge Verkehrslast:

Anhang, Abb. A 7.2, unten  $\rightarrow \sigma_{t,V,u} = 0,95 \text{ N/mm}^2 \quad (0,95 < 0,5 \cdot f_t = 1,92)$

Widerstand:

Gleichung 7.2  $\rightarrow f_{t,28} = 1,4 \cdot (f_{c,28} / 10)^{0,67} \rightarrow f_t = 1,4 \cdot 4,5^{0,67}$   
 $\rightarrow f_t = 3,84 \text{ N/mm}^2$

Nachweis:

Gleichung 7.3  $\rightarrow \sigma_{tot,t,d} = \sigma_{t,T} \cdot \gamma_T + \phi_{dyn} \cdot \sigma_{t,V} \cdot \gamma_V$   
 $\rightarrow \sigma_{tot,t,d} = 0,86 \cdot 1,1 + 1,3 \cdot 0,95 \cdot 1,2 = 2,43 \text{ N/mm}^2$

Gleichung 7.3  $\rightarrow f_{t,d} = f_t / \gamma_M = 3,84 / 1,25 = 3,07 \text{ N/mm}^2$

$2,43 < 3,07 \rightarrow$  Nachweis ist erfüllt!

Im Rahmen eines Optimierungsprozesses kann durch Veränderung der Plattenabmessungen und neue Nachweisführung eine optimale wirtschaftliche Bemessung erfolgen.

**Fall 2:**

**Nachweis der Spannungen an der Unterseite (Betonieren im Sommer nachmittags)**

Identisch mit Fall 1b.

## 7.5.2 Flugplatz-Landebahn

### Randbedingungen:

Unterbaukonstruktion: Gemäß Abschnitt 7.2.3.3

Plattenherstellung: Herbst

Betonfestigkeitsklasse: C30/37

Mittlere Druckfestigkeit nach 28 Tagen: 45 N/mm<sup>2</sup>

Zementart: CEM I 32,5 R

Verkehrslast: Boeing 727-230

### Nachweis der Spannungen an der Oberseite (Betonieren im Herbst)

#### Gewählt:

$l/d = 30$

Plattenlänge: 12 m

Plattendicke: 0,4 m

#### Einwirkungen:

Spannung infolge thermischer Beanspruchung:

Tabelle 7.1  $\rightarrow \sigma_{t,T,o} = 4,6 \cdot 0,4 = 1,84 \text{ N/mm}^2$  ( $1,84 < 0,7 \cdot f_t = 2,69$ )

Spannungen infolge Verkehrslast:

Anhang, Abb. A 7.3, oben  $\rightarrow \sigma_{t,V,o} = 0,50 \text{ N/mm}^2$  ( $0,50 < 0,5 \cdot f_t = 1,92$ )

#### Widerstand:

Gleichung 7.2  $\rightarrow f_{t,28} = 1,4 \cdot (f_{c,28} / 10)^{0,67} \rightarrow f_t = 1,4 \cdot 4,5^{0,67}$   
 $\rightarrow f_t = 3,84 \text{ N/mm}^2$

#### Nachweis:

Gleichung 7.3  $\rightarrow \sigma_{\text{tot},t,d} = \sigma_{t,T} \cdot \gamma_T + \phi_{\text{dyn}} \cdot \sigma_{t,V} \cdot \gamma_V$   
 $\rightarrow \sigma_{\text{tot},t,d} = 1,84 \cdot 1,1 + 1,3 \cdot 0,5 \cdot 1,2 = 2,80 \text{ N/mm}^2$

Gleichung 7.3  $\rightarrow f_{t,d} = f_t / \gamma_M = 3,84 / 1,25 = 3,07 \text{ N/mm}^2$

$2,80 < 3,07 \rightarrow$  Nachweis ist erfüllt!

## 7.5.3 Industriebodenplatte

### Randbedingungen:

Unterbaukonstruktion: Gemäß Abschnitt 7.2.3.3

Plattenherstellung: Winter

Betonfestigkeitsklasse: C20/25

Mittlere Druckfestigkeit nach 28 Tagen: 30 N/mm<sup>2</sup>

Zementart: CEM I 32,5 R

Verkehrslast: Gabelstapler 3,5 t

### Nachweis der Spannungen an der Unterseite (Herstellung im Winter)

Gewählt:

$$l/d = 22$$

Plattenlänge: 4,4 m

Plattendicke: 0,2 m

Einwirkungen:

Spannung infolge thermischer Beanspruchung:

$$\text{Tabelle 7.1} \rightarrow \sigma_{t,T,u} = 0,3 \cdot 4,4 - 0,2 - 0,1 = 1,02 \text{ N/mm}^2 \quad (1,02 < 0,7 \cdot f_t = 2,04)$$

Spannungen infolge Verkehrslast:

$$\text{Anhang, Abb. A 7.4, unten} \rightarrow \sigma_{t,V,u} = 0,6 \text{ N/mm}^2 \quad (0,6 < 0,5 \cdot f_t = 1,46)$$

Widerstand:

$$\begin{aligned} \text{Gleichung 7.2} \rightarrow f_{t,28} &= 1,4 \cdot (f_{c,28} / 10)^{0,67} \rightarrow f_t = 1,4 \cdot 3,0^{0,67} \\ &\rightarrow f_t = 2,92 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Nachweis:

$$\begin{aligned} \text{Gleichung 7.3} \rightarrow \sigma_{\text{tot},t,d} &= \sigma_{t,T} \cdot \gamma_T + \phi_{\text{dyn}} \cdot \sigma_{t,V} \cdot \gamma_V \\ &\rightarrow \sigma_{\text{tot},t,d} = 1,02 \cdot 1,1 + 1,3 \cdot 0,6 \cdot 1,2 = 2,06 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Gleichung 7.3} \rightarrow f_{t,d} = f_t / \gamma_M = 2,92 / 1,25 = 2,34 \text{ N/mm}^2$$

$$2,06 < 2,34 \rightarrow \text{Nachweis ist erfüllt!}$$

## 7.6 Diskussion und Folgerungen für die Baupraxis

Das hier vorgestellte Bemessungsverfahren beruht auf einem normkonformen Sicherheitskonzept und handelt von der Dimensionierung von unbewehrten befahrbaren Betonplatten in der Bauweise „ohne Verbund“. Neben den verkehrslastbedingten Spannungen werden die maßgebenden Spannungen infolge von witterungsbedingten Einwirkungen berücksichtigt. Dabei wird dem tatsächlichen Trag- und Verformungsverhalten von Beton, d. h. seinen stofflich nichtlinearen Eigenschaften Rechnung getragen, was in der Form in bisherigen Bemessungsverfahren (u. a. [113] und [116]) nicht erfolgte. Neben dem nichtlinearen Betonverhalten werden auch lastunabhängige und lastabhängige Betonverformungen unter Ausschöpfung der Zugfestigkeit wirklichkeitsnah berücksichtigt. Der Bemessung liegen die Zugspannungen im mittleren Bereich der Platten zugrunde, da bedingt durch die Plattenverformungen die maximalen Spannungen in Plattenmitte entstehen. Erstmals fand bei einem Bemessungsmodell die Berücksichtigung von herstellungstechnischen und betontechnologischen Parametern. Dies ist unerlässlich, um den Verlauf der Nullspannungstemperatur wirklichkeitsnah ermitteln zu können, der in bisherigen Verfahren nur sehr grob und qualitativ angenommen wurde.

Basierend auf den Berechnungsergebnissen des numerischen Modells wurden Bemessungsdiagramme und Bemessungsformeln entwickelt, welche den Zusammenhang zwischen den

entstehenden Zugspannungen infolge Temperatur und den Plattenabmessungen, u. a. in Abhängigkeit vom Herstellungszeitpunkt, darstellen. Dabei zeigte es sich, dass aufgrund des günstigen Verlaufs der Nullspannungstemperatur die Jahreszeiten Herbst und Frühling sich besonders gut für die Herstellung von längeren und dünneren Platten eignen. Bei einer Plattenherstellung morgens im Sommer ist mit höheren thermischen Zugspannungen an der Oberseite zu rechnen, was auf den ungünstigen positiven Verlauf der Nullspannungstemperatur zurückzuführen ist. Verwendet man hingegen einen NW-Zement, so ist mit einer starken Reduzierung der Zugspannungen zu rechnen.

Der Einfluss der Ermüdung infolge wiederholter thermischer Beanspruchung wurde eingehend untersucht. Es wurde festgelegt, dass die thermischen Spannungen 70 % der Betonzugfestigkeit ( $0,7 \cdot f_t$ ) nicht überschreiten dürfen. Daher braucht der Einfluss der Ermüdung nicht berücksichtigt werden. Die restlichen 30 % (also  $0,3 \cdot f_t$ ) der Zugfestigkeit sollen mindestens zur Aufnahme von Spannungen infolge Verkehrslast, zur Verfügung stehen. Wobei die verkehrslastbedingten Spannungen unter  $0,5 \cdot f_t$  bleiben müssen. Somit liegen sie unter der Dauerfestigkeit des Betons (ca. 50 % der Zugfestigkeit) und auf einen Ermüdungsnachweis kann verzichtet werden.

Bei der Bemessung von Platten im Freien werden die Zugspannungen infolge hygrischer Einwirkungen vernachlässigt. Dabei wird die Bildung von feinen Oberflächenrissen zugelassen. Experimentelle Untersuchungen zeigten, dass eine solche Rissbildung die Tragfähigkeit nicht beeinträchtigt. Hingegen besitzt diese Rissbildung einen negativen Einfluss auf das Tragverhalten unbewehrter Betonplatten in geschlossenen Hallen. Die Kombination der Spannungen infolge Verkehrslast und der Biegespannungen infolge der Daueraufschüsselung führen zur Entstehung von größeren Rissen, was schließlich die Verwendung von Oberflächenbewehrung erfordert.

Der Nutzen dieses Bemessungsverfahrens besteht darin, dass auf der Grundlage des entwickelten Bemessungskonzepts durch die Ausschöpfung der günstigen Eigenschaften des Betons und ihrer Beeinflussungsmöglichkeiten sowie die genaue Erfassung der witterungsbedingten Beanspruchungen dauerhafte befahrbare unbewehrte Betonplatten als Verkehrsflächen im Freien berechnet und wirtschaftlich hergestellt werden können. Dabei sind wesentlich wirtschaftlichere Ausführungen möglich, als bei Anwendung der standardisierten, auf einer linear-elastischen Analyse beruhenden Bauweise des Straßenbaus.

Aus den Ergebnissen der umfangreichen numerischen Untersuchungen unter Einbezug des entwickelten Bemessungsverfahrens wurden unter Berücksichtigung der im Rahmen experimenteller Untersuchungen gewonnenen Ergebnisse einige Schlüsse gezogen, deren Umsetzung in der Praxis einen Beitrag zur Konstruktion und zielsicheren Herstellung von dauerhaften, unbewehrten befahrbaren Betonplatten in der Bauweise „ohne Verbund“ leistet. Ein Teil dieser Folgerungen ist in der Baupraxis bereits bekannt, basiert in der vorliegenden Arbeit aber – im Gegensatz zu früheren qualitativen Betrachtungen – auf quantitativen Analysen, die zudem experimentell bestätigt sind.

**Betontechnologische Maßnahmen:**

1. Ausgehend von einem Beton der Güte C30/37 sollten möglichst folgende Eigenschaften angestrebt werden:
  - möglichst hohe Zugfestigkeit
  - geringe Feuchteleitfähigkeit
  - geringes Schwindmaß
  - geringe Wärmedehnung
2. Die Verwendung eines Zements mit einer niedrigen Hydratationswärmeentwicklung trägt zur Reduzierung der Nullspannungstemperatur bei und wird bei einer Plattenherstellung an warmen Sommertagen empfohlen.

Im Hinblick auf die Begrenzung von Verformungen und Spannungen wäre ein Beton mit einem kleinen E-Modul anzustreben. Bei der Einhaltung der oben genannten betontechnologischen Parameter ist die Herstellung eines Betons mit einem kleinen E-Modul in der Praxis jedoch nur schwer zu realisieren.

**Herstellungstechnische Maßnahmen:**

1. Es wird dringend empfohlen, durch betontechnologische Maßnahmen einen negativen Verlauf der Nullspannungstemperatur in den Platten einzustellen. Um der Entstehung von großen positiven Nullspannungstemperaturen entgegenzuwirken, sollte an warmen Sommertagen, mit dem Betonieren erst im späteren Tagesverlauf begonnen werden, soweit keine anderen Maßnahmen (z. B. Zeltbau) vorgesehen sind.
2. Die Jahreszeiten Herbst und Frühling eignen sich besonders gut für eine wirtschaftliche Herstellung von Betonplatten. Im Vergleich zu den anderen Jahreszeiten können – bei gleichem Risiko einer Rissbildung – längere und dünnere Platten hergestellt werden.
3. Die Nachbehandlung ist unverzichtbar. Besonders im Sommer sollte eine möglichst lange, feuchte und besonders kühle Nachbehandlung erfolgen. Eine effektive Nachbehandlungsmethode, die auch dem Schutz vor starker Sonneneinstrahlung dient, wird empfohlen.
4. Zur Verringerung der Gefahr der Rissbildung infolge Schwindens sollten neu gebaute Betonplatten im Freien bei langen Trockenperioden (ohne Regenfall) oder bei einer trockenen Umgebung möglichst lange regelmäßig befeuchtet bzw. feucht gehalten werden.

Neben den betontechnologischen und herstellungstechnischen Maßnahmen sind verschiedene konstruktive Maßnahmen erforderlich, um die Dauerhaftigkeit von befahrbaren Betonplatten zu gewährleisten. Diese betreffen z. B. die Entwässerung, die Verwendung von Geotextilien (Bauweise ohne Verbund), die Fugenabdichtung oder ggf. den Einsatz von Elastomerunterlagen. Für die jeweilige Maßnahme liegen dauerhafte technische Lösungen in der Praxis vor. In geschlossenen Hallen sollten die Betonplatten zur Vermeidung größerer Rissbildungen eine Oberflächen- oder Faserbewehrung enthalten.

## 8 Zusammenfassung und Ausblick

In der vorliegenden Arbeit wurde ein Bemessungsverfahren für unbewehrte befahrbare Betonplatten in der Bauweise „ohne Verbund“ unter besonderer Berücksichtigung witterungsbedingter Beanspruchungen, die neben den Verkehrslasten vorherrschen, entwickelt. Die Basis für dieses Bemessungsverfahren bildet ein neu entwickeltes komplexes numerisches Analysemodell, welches anhand von Versuchsergebnissen kalibriert und verifiziert wurde.

Zunächst wurde im Rahmen einer Literatursichtung der für die vorliegende Arbeit relevante Kenntnisstand über das thermische und hygri-sche Verhalten, die maßgebenden Beanspruchungen und die Beanspruchbarkeit von Betonplatten aufgezeigt und diskutiert. Dabei wurde festgestellt, dass die genaue Größenordnung der Verformungen und Spannungen infolge witterungsbedingter Beanspruchungen weitgehend unbekannt und nicht quantifiziert ist. Die Ermittlung von Verformungen und Spannungen infolge klimatischer Einwirkungen basierte bisher auf groben Annahmen der Verläufe der Feuchteverteilung und der Nullspannungstemperatur. Entscheidende betontechnologische und herstellungstechnische Parameter sowie das nichtlineare Trag- und Verformungsverhalten finden bei den heute vorhandenen Bemessungsverfahren keine Berücksichtigung.

In einem weiteren Schritt wurden umfangreiche experimentelle Untersuchungen zur Erfassung des hygri-schen und thermischen Verformungsverhaltens von Betonplatten unter praxisnahen Randbedingungen durchgeführt. Hauptziel dieser Untersuchungen war es, Ergebnisse zur Verifizierung des entwickelten numerischen Modells zu gewinnen. Ferner dienten diese Ergebnisse auch zur Erarbeitung von Empfehlungen für die Baupraxis.

Im Rahmen von Großversuchen erfolgte eine praxisnahe Simulation von hygri-schen und thermischen Beanspruchungen an großen Betonplatten mit den Abmessungen  $l \times b \times d = 500 \times 100 \times 26 \text{ cm}^3$  unter Berücksichtigung verschiedener Lagerungsbedingungen. Hierbei wurde der Einfluss der Austrocknung an der Oberseite, der Befeuchtung der Unterseite, der hygri-schen Wechselbeanspruchung (Befeuchtung und Trocknung der Oberseite), der Zwangsbeanspruchung an den Plattenenden, des Windes und der fehlenden Nachbehandlung, der Aufheizung mit anschließender Abkühlung sowie des Thermoschocks untersucht. Die Bestimmung der erforderlichen mechanischen und physikalischen Eigenschaften des verwendeten Betons erfolgte im Rahmen von Parallelversuchen.

Die aus den experimentellen Untersuchungen gewonnenen Ergebnisse und Erkenntnisse wurden eingehend diskutiert. Es wurde u. a. festgestellt, dass die Befeuchtung der Unterseite Verformungen in nahezu der gleichen Größenordnung wie eine Austrocknung an der Oberseite verursacht. Des Weiteren wurde infolge einer Verformungsbehinderung der Plattenenden, selbst bei extremen Einwirkungen, keine Trennrissbildung beobachtet. Ferner wurde festgestellt, dass die Auswirkungen eines Gewitterregens keine Schäden an den Betonplatten verursachen. Bei einer plötzlichen Abkühlung, z. B. durch Gewitterregen oder Hagelschauer, treten Verformungen nicht nur infolge von Temperaturgradienten sondern auch infolge von Feuchtegradienten auf. In den Versuchen konnten die Verformungen infolge Befeuchtung getrennt

von den Verformungen infolge Temperatur erfasst werden. Es kann davon ausgegangen werden, dass ein Teil der während eines Thermoschocks auftretenden thermischen Zugspannungen im oberen Bereich der Platte durch Druckspannungen, die durch das Quellen des Betons entstehen, abgebaut werden.

Zur Durchführung der numerischen Untersuchungen bezüglich der Erfassung der Verformungen und der Spannungsverteilungen in Betonplatten unter beliebig wählbaren Beanspruchungs- und Lagerungsbedingungen wurde ein numerisches Analysemodell entwickelt, das anhand der gewonnenen Ergebnisse von Bauteilversuchen an kleinen Probekörpern sowie an großen Betonplatten kalibriert und verifiziert wurde. Durch die Implementierung wirklichkeitsnaher Stoffgesetze sowie der hygrischen, thermischen rheologischen und bruchmechanischen Eigenschaften des Betons in das numerische Modell kann nun das Verhalten der Betonplatten unter kritischen hygrischen und thermischen Beanspruchungen mit der erforderlichen Genauigkeit beschrieben werden. Dieses numerische Modell bildet die Grundlage für das entwickelte Bemessungsverfahren.

Unter Verwendung des verifizierten numerischen Modells wurde im Hinblick auf die Bestimmung der maßgebenden Parameter für das Bemessungsverfahren eine Parameterstudie durchgeführt. Dabei wurden Einflussparameter wie z. B. Plattengeometrie, Betongüte sowie unterschiedliche Herstellungs- und Umgebungsrandbedingungen untersucht. Des Weiteren diente die Parameterstudie der Erarbeitung von Empfehlungen für die Baupraxis. Es wurde u. a. rechnerisch festgestellt, dass bei allen Platten unter den verschiedenen hygrischen Umgebungsbedingungen – unabhängig von der Nachbehandlungsdauer – in der oberen Randzone der Platte mit einer Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons, d. h. mit einer Rissbildung zu rechnen ist. Hierbei handelt es sich um die auch in der Praxis zu beobachtende Mikrorissbildung (feine Schwindrissbildung – oftmals als Krakeleerisse bezeichnet), die jedoch weder die Festigkeit noch die Dauerhaftigkeit von Betonplatten beeinträchtigt. Die Befeuchtung der Oberseite durch Regen und die damit einhergehenden Druckspannungen infolge des Quellens des Betons können zur Reduzierung dieser feinen Rissbildung beitragen.

Im Rahmen von weiteren Untersuchungen konnte erstmals der Verlauf der Nullspannungstemperatur rechnerisch ermittelt werden. Dabei zeigte sich, dass der Betonierzeitpunkt einen maßgeblichen Einfluss auf den Verlauf der Nullspannungstemperatur und somit auf die resultierenden Spannungen infolge thermischer Beanspruchung besitzt. Ferner wurden die Auswirkungen unterschiedlicher, rechnerisch ermittelter Nullspannungstemperaturverläufe auf das Spannungs- und Rissverhalten eingehend analysiert. Es wurde rechnerisch aufgezeigt, dass die Nachbehandlung im Sommer einen wesentlichen Beitrag zur Vermeidung von Rissen leistet. Ferner wurde festgestellt, dass das Betonieren im Schatten und die Verwendung eines Zements mit einer niedrigen Hydratationswärmeentwicklung sowie das Betonieren am Nachmittag wichtige Maßnahmen zur Vermeidung von Rissbildungen sind, wenn an heißen Sommertagen betoniert wird.

Weitere numerische Untersuchungen zeigten, dass ein Gewitterregen selbst bei einem kritischen Verlauf der Nullspannungstemperatur nicht zur Bildung von Rissen – im Gegensatz zu

bisherigen Annahmen – in Betonplatten führt. Die daraus gewonnenen Ergebnisse bezüglich der Nullspannungstemperatur bilden die Grundlage für die Ermittlung der thermischen Spannungen bei dem entwickelten Bemessungsverfahren.

Zudem hat sich gezeigt, dass die unbewehrte Bauweise nur für Betonplatten im Freien geeignet ist. In geschlossenen Hallen sollten Betonplatten zur Vermeidung stärkerer Rissbildung stets mit einer Oberflächen- oder einer Faserbewehrung versehen werden.

Aufbauend auf umfangreichen numerischen Berechnungsergebnissen wurde ein neues Bemessungsverfahren für unbewehrte befahrbare Betonplatten der Bauweise „ohne Verbund“ entwickelt, das neben den verkehrslastbedingten Spannungen auch die maßgebenden Spannungen infolge witterungsbedingter Beanspruchungen berücksichtigt. Das Bemessungsverfahren beruht auf einem normkonformen Sicherheitskonzept und berücksichtigt das nichtlineare Trag- und Verformungsverhalten von Beton. Des Weiteren schließt es maßgebende beton-technologische und herstellungstechnische Parameter (z. B. Betongüte, Betonierzeitpunkt, Herstellungsort, Nachbehandlung und Zementart) ein, welche den Verlauf der Nullspannungstemperatur wesentlich beeinflussen.

Mit Hilfe des numerischen Modells können Berechnungen für Betonplatten mit beliebigen Abmessungen durchgeführt werden, deren Ergebnisse sich zur weiteren Optimierung des entwickelten Bemessungsverfahrens heranziehen lassen. Darüber hinaus lässt sich das entwickelte numerische Modell zur genaueren Analyse der Auswirkungen zyklischer thermischer Beanspruchungen heranziehen.

Aus den Ergebnissen der numerischen und experimentellen Untersuchungen wurden unter Einbezug des neuen Bemessungsverfahrens Schlüsse gezogen, die einen Beitrag zur Herstellung dauerhafter unbewehrter befahrbarer Betonplatten in der Bauweise „ohne Verbund“ leisten. Ein Teil dieser Folgerungen ist in der Baupraxis bereits bekannt, basiert in der vorliegenden Arbeit aber – im Gegensatz zu früheren qualitativen Betrachtungen – auf quantitativen Analysen, die zudem experimentell bestätigt sind.

Mit dem neuen Bemessungsverfahren wurde ein Werkzeug geschaffen, mit dessen Hilfe dauerhafte unbewehrte befahrbare Platten aus Beton unter witterungsbedingten Beanspruchungen wirtschaftlich bemessen werden können. Zur genauen Ermittlung der hier empfohlenen Teilsicherheitsbeiwerte sind jedoch weitere Forschungsarbeiten erforderlich.

Auf der Grundlage des durch diese Arbeit geschaffenen Wissensstands hinsichtlich der thermischen und hygrischen Spannungen sollten die entsprechenden Richtlinien bzw. Vorschriften aktualisiert werden. Zur Klärung der Frage nach dem tatsächlichen Verlauf der Nullspannungstemperatur in Betonplatten unter verschiedenen Herstellungsrandbedingungen sollten, neben den hier durchgeführten numerischen Untersuchungen, experimentelle Untersuchungen durchgeführt werden.



## Literaturverzeichnis

- [1] AASHO Road Test. Special Report 61 E, Highway Res. Bd. Publ. 954, 1962
- [2] Alvaredo, A. M.: Drying shrinkage and crack formation. Dissertation an der ETH Zürich, 1994
- [3] Argyris, J. H.; Warnke, E. P.; Willam, K. J.: Berechnung von Temperatur- und Feuchtefeldern in Massivbauten nach der Methode der Finiten Elemente. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 278, 1977
- [4] Basler, E.: Untersuchungen über den Sicherheitsbegriff von Bauwerken. Dissertation an der ETH Zürich, 1960.
- [5] Bažant, Z. P.: Size Effect in Blunt Fracture. Concrete, Rock, Metal. Journal of Engineering Mechanics. Vol. 110, No. 4, 1984
- [6] Bažant, Z. P.: Size effect aspects of measurement of fracture characteristics of quasi-brittle material. Advanced Cement Based Materials, 1996
- [7] Bažant, Z. P.; Oh, B. H.: Crack band theory for fracture of concrete. Matériaux et Constructions, Vol. 16, No. 93, 1983
- [8] Beckhaus, K.: Hochleistungsbeton für Verkehrsflächen. Dissertation an der TU München, 2002
- [9] Beddoe, R.; Springenschmid, R.: Feuchtetransport durch Bauteile aus Beton. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 4/1999
- [10] Bercea, G.: Die praktische Ermittlung der Schnittgrößen in einer unendlich ausgedehnten Platte auf elastischer Bettung. Bautechnik, Heft 12/1986
- [11] Birmann, D.: Endfeldausbildung von Betondecken. Straße + Autobahn, Heft 3/1987
- [12] Birmann, D.: Betonfahrbahnen mit Geotextil-Zwischenunterlage, Ergebnisse von Laborversuchen. Betonstraßentagung 1989, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Köln. Schriftenreihe der AG Betonstraßen, Heft 19, Kirchbaum Verlag, Bonn
- [13] Bonzel, J.: Betonkalender 1989 T1, Ernst & Sohn Verlag, Berlin
- [14] Bonzel, J.; Krell, J.; Siebel, E.: Alkalireaktion im Beton. Betontechnische Berichte, Beton Heft 9+10/1986

- [15] Boussinesq, M. H.: Application des potential á l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques. Paris, 1885; siehe hierzu [100]
- [16] Breitenbücher, R.: Zwangsspannungen und Rissbildung infolge Hydratationswärme. Dissertation an der TU München, 1988
- [17] Breyer, G.: Langzeitverhalten von Betonstraßen in Österreich. Betonstraßentagung 1989, Schriftenreihe der AG Betonstraßen, Heft 19
- [18] Brunauer, S.; Emmet, P. H.; Teller, E.: Adsorption of gases in multimolecular layers. Journal Amer. Chem. Soc. 60, 2/1938
- [19] CEB-FIP Model Code 1990, Bulletin D'Information No. 213/214, Comité Euro-International du Béton, Lausanne, 1993
- [20] DBV-Merkblatt: Stahlfaserbeton. 2001
- [21] DAfStb-Richtlinie: Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 519, 2001
- [22] Dahms, J.: Alkalireaktion im Beton. Beton, Heft 10/1994
- [23] Dettling, H.: Die Wärmedehnung des Zementsteins, der Gesteine und der Betone. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 164, 1964
- [24] DIANA Finite Element Analysis: User's Manuals release 7.2, TNO Building and Construction Research, Delft, 1999
- [25] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Beuth Verlag, Berlin, 2001
- [26] DIN 1048, Teil 1: Prüfverfahren für Beton; Frischbeton. Beuth Verlag, Berlin, 1991
- [27] DIN 1048, Teil 5: Prüfverfahren für Beton; Festbeton, gesondert hergestellter Probekörper. Beuth Verlag, Berlin, 1991
- [28] DIN 1055-3: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 3: Eigen- und Nutzlasten für Hochbauten. Beuth Verlag, Berlin, 2002
- [29] DIN 1055-100: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln. Beuth Verlag, Berlin, 2001
- [30] DIN 1072: Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen. Beuth Verlag, Berlin, 1985

- [31] DIN 50 100: Dauerschwingversuch. Begriffe: Zeichen, Durchführung, Auswertung. Beuth Verlag, Berlin, 1978
- [32] DIN EN 196-8: Prüfverfahren für Zement, Teil 8: Hydratationswärme; Lösungsverfahren, Deutsche Fassung EN 196-8: 2003
- [33] DIN EN 206-1/A1: Beton, Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität, Deutsche Fassung EN 206-1:2000/A1:2004. Beuth Verlag, Berlin, 2004
- [34] DIN EN 12390-1: Prüfung von Festbeton, Teil 1: Form, Maße und andere Anforderungen für Probekörper und Formen. Beuth Verlag, Berlin, 2000
- [35] DIN EN ISO 12572: Bestimmung der Wasserdampfdurchlässigkeit, Deutsche Fassung EN ISO 12572:2001. Beuth Verlag, Berlin, 2001
- [36] DIN EN ISO 15148: Bestimmung der Wasseraufnahmekoeffizienten bei teilweisem Eintauchen, Deutsche Fassung EN ISO 15148:2002. Beuth Verlag, Berlin, 2003
- [37] Eickschen, E.; Siebel, E.: Einflüsse auf die Luftporenbildung im Straßenbeton. Straße + Autobahn, Heft 9/2001
- [38] Eifert, H.; Hersel, O.: FGSV-Betonstraßentagung 1997 in Köln, Hauptthema: Betondecken aus rezykliertem Straßenbeton - Qualität und Dauerhaftigkeit von Betonstraßen. Straße + Autobahn, Heft 1/1998
- [39] Eisenmann, J.: Temperaturuntersuchungen an Betondecken mit und ohne Wärmedämmschicht. Straßen- und Tiefbau, Heft 9/1968
- [40] Eisenmann, J.: Mittragende Wirkung von verfestigten Tragschichten bei Betonfahrbahnen. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 145, 1973
- [41] Eisenmann, J.: Gutes Langzeitverhalten – Zukünftige Entwicklung im Betonstraßenbau. Beton, Heft 3/1989
- [42] Eisenmann, J.: Bemessung und Konstruktion von Betonstraßen. Straße + Autobahn, Heft 12/1996
- [43] Eisenmann, J.: Flugbetriebsflächen - Verkehrsbelastung und Langzeitverhalten. Straße + Autobahn, Heft 9/2000
- [44] Eisenmann, J.; Birmann, D.; Leykauf, G.: Sanierung von gerissenen Betondecken durch nachträgliche Verdübelung. Forschung Straßenbau und Straßenbautechnik, Heft 333, 1981

- [45] Eisenmann, J.; Lempe, U.; Deischl, F.: Untersuchung von unterschiedlich ausgebildeten Querschnitten hinsichtlich der Querkraftübertragung und des Gleitwiderstandes der Dübel. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 220, 1976
- [46] Eisenmann, J.; Leykauf, G.: Auswirkung von schräg liegenden Dübeln auf den Auszieh-widerstand. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 290, 1980
- [47] Eisenmann, J.; Leykauf, G.: Bau von Verkehrsflächen. Betonkalender 1987 T1, Ernst & Sohn Verlag, Berlin
- [48] Eisenmann, J.; Leykauf, G.: Hochwölbung der Plattenränder von Betonfahrbahnen. Straße + Autobahn, Heft 10/1991
- [49] Eisenmann, J.; Leykauf, G.: Betonfahrbahnen. 2. Auflage, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2003
- [50] Eisenmann, O.: Grundlagen der Temperaturberechnung des frischen und des erhärtenden Betons. Beton-Information, Heft 3/1970
- [51] Falkner, H.: Fugenlose und wasserdichte Stahlbetonbauten ohne zusätzliche Abdichtung. Deutscher Betontag, 1983
- [52] Falkner, H.; Teutsch, M.: Vergleichende Untersuchungen an unbewehrten und stahlfaserbewehrten Industriefußböden. Schriftenreihe des iBMB der TU Braunschweig, Heft 101, 1993
- [53] Fleischer, W.: Einfluss des Zements auf Schwinden und Quellen von Beton. Dissertation an der TU München, 1992
- [54] Fleischer, W.: Beton mit hohem Frost- und Frosttaumittelwiderstand. Beton, Heft 5/1997
- [55] Fleischer, W.; Freudenstein, S.: Neue Technologien beim Bau von Betonfahrbahndecken. Tiefbau - Ingenieurbau - Straßenbau, Heft 8/1996
- [56] Fleischer, W.; Steffen, H.: Europas zurzeit größtes Autobahnprojekt kurz vor der Fertigstellung. Beton, Heft 1/1998
- [57] Fleischer, W.; von Wilcken, A.: Maßnahmen zur Sicherung der Qualität bei der Herstellung von Verkehrsflächen aus Beton. Straße + Autobahn, Heft 9/1999
- [58] Foos, S.; Mechtcherine, V.; Müller, H. S.: Deformation behaviour of concrete highway pavements. 3<sup>rd</sup> DIANA conference, Tokyo, 2002

- [59] Freudenstein, S.: Untersuchungen über den Einfluss reduzierter Dübeleinbindelängen auf die Wirksamkeit der Fugenkonstruktion bei Betonstraßen. Dissertation an der TU München, 2002
- [60] FRILO: Software für Statik & Tragwerksplanung. Friedrich + Lochner GmbH, Stuttgart
- [61] Garrecht, H.: Porenstrukturmodelle für den Feuchtehaushalt von Baustoffen mit und ohne Salzbefrachtung und rechnerische Anwendung auf Mauerwerk. Dissertation an der Universität Karlsruhe (TH), 1992
- [62] Gast, R.: Luftporen im Beton – Veränderung durch Transport und Einbau. Beton, Heft 10/1980
- [63] Ghosh, R. K.: Berechnungsverfahren für die Ermittlung der Temperaturspannung in Betonstraßen und Flugpisten. Beton 11, 1962
- [64] Gösele, K.; Schüle, W.; Künzel, H.: Wärme, Schall, Feuchte. 10. Auflage, Bauverlag, 1997
- [65] Grübl, P.; Weigler, H.; Sieghart, H.: Beton: Arten, Herstellung und Eigenschaften. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2001
- [66] GruSiBau, 1. Auflage 1981: Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen. DIN Deutsches Institut für Normung e.V.
- [67] Guse, U.; Müller, H. S.; Kraeft, U.; Härdtl, R.: Fahrbahndeckenbeton mit Portlandhüttenzement CEM II/B-S für die Autobahn A5 Walldorf-Bruchsal. Beton-Informationen 1, 2002
- [68] Gutsch, A.-W.: Stoffeigenschaften jungen Betons – Versuche und Modelle. Schriftenreihe des iBMB der TU Braunschweig, Heft 140, 1998
- [69] Hamfler, H.: Berechnung von Temperatur- und Verschiebungsfeldern in erhärtenden Betonbauteilen nach der Methode der Finiten Elemente. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 395, 1988
- [70] Hiller, E.: Auswirkung von Temperatur- und Feuchteverläufen in jungen Betondecken. Dissertation an der TU München, 2001
- [71] Hiller, E.; Springenschmid, R.; Fleischer, W.: Nachbehandlung von Betondecken bei heißem Wetter. Straße + Autobahn, Heft 9/2003

- [72] Hillerborg, A.; Modeer, M.; Petersson, P. E.: Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by means of Fracture Mechanics and Finite Elements. Cement and Concrete Research, Vol. 6, 1976
- [73] Hilsdorf, H. K.: Beton. Betonkalender 1995 T1, Ernst & Sohn Verlag, Berlin
- [74] Hilsdorf, H. K.; Kesler, C.: Fatigue Strength of Concrete under Varying Flexural Stresses. Journal of the ACI, Oct. 1966
- [75] Hilsdorf, H. K.; Reinhardt, H. W.: Beton. Betonkalender 2000 T1, Ernst & Sohn Verlag, Berlin
- [76] Hoffmann, A.; Möller, B.; Oeser, M.; Weingart, W.: Norderweiterung des Flughafens Leipzig/Halle, Start- und Landebahn 08/26 – Beurteilung mehrschichtiger Verkehrsflächenkonstruktionen aus Beton durch numerische Simulation. Straße + Autobahn Heft 9/2001
- [77] Hörenbaum, W.; Maliha, R.; Müller, H. S.: Numerische Untersuchungen zum Verformungsverhalten von Betonfahrbahndecken. Universität Karlsruhe (TH), 1997
- [78] Hundt, J.: Wärme- und Feuchtigkeitsleitung in Beton unter Einwirkung eines Temperaturgefälles. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 256, 1975
- [79] Kehlbeck, F.: Einfluss der Sonnenstrahlung auf Brückenbauwerke. Werner Verlag, Düsseldorf, 1995
- [80] Kessler-Kramer, C.: Zugverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung. Dissertation an der Universität Karlsruhe (TH), 2002
- [81] Kießl, K.: Kapillarer und dampfförmiger Feuchtetransport in mehrschichtigen Bauteilen – Rechnerische Erfassung und bauphysikalische Anwendung. Dissertation an der Universität-Gesamthochschule-Essen, 1983
- [82] Klausen, D.; Weigler, H.: Betonfestigkeit bei konstanter und veränderlicher Dauerschwellbeanspruchung. Betonwerk + Fertigteiltechnik, Heft 45/1979
- [83] Klopfer, H.: Wassertransport durch Diffusion in Feststoffen. Bauverlag, Wiesbaden und Berlin, 1974
- [84] König, G.; Tue, N. V.: Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rissbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 466, 1996

- [85] Kordina, K.: Sicherheitsbetrachtungen bei Spannbetonkonstruktionen. Schweizer Archiv, Heft 9/1959
- [86] Kottas, R.; Hilsdorf, H.: Der Einfluss der Temperatur auf die Wirksamkeit von Luftporenbildnern. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Bundesministerium für Verkehr, Heft 274, 1979
- [87] Kraeft, U.: Reißrahmenversuche zur Abkühlung von Beton nach 3, 12 und 96 Stunden. Sonderdruck aus Beton- und Stahlbetonbau, Heft 11/1998
- [88] Kranz, S.: Lokale Schwind- und Temperaturgradienten in bewehrten, oberflächennahen Zonen von Betonstrukturen. Dissertation an der Universität Karlsruhe (TH), 1999
- [89] Krischer, O.: Die wissenschaftlichen Grundlagen der Trocknungstechnik. Springer Verlag, 1956
- [90] Lechner, B.: Der Temperaturgradient als Bemessungsgröße bei der Dimensionierung von dicken Betondecken. Straße + Autobahn, Heft 6/1997
- [91] Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau, Teil 1. Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau, Springer Verlag, 1978
- [92] Leykauf, G.; Birmann, D.: Langzeitverhalten von Betondecken mit über 20 Jahren Liegedauer. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 807, 2001
- [93] Lohmeyer, G.: Weiße Wannen einfach und sicher. Beton Verlag, 1991
- [94] Lohmeyer, G.: Betonböden im Industriebau. 5. Auflage, Betonverlag, Düsseldorf, 1996
- [95] Lohmeyer, G.; Ebeling, K.: Betonböden im Industriebau – Hallen- und Freiflächen. Schriftenreihe der Bauberatung Zement, Verlag Bau + Technik VBT, Düsseldorf, 1999
- [96] Maliha, R.: Untersuchungen zur Rissbildung in Fahrbahndecken aus Beton. Dissertation an der Universität Karlsruhe (TH), 2005
- [97] Mangold, M.: Die Entwicklung von Zwang- und Eigenspannungen in Betonbauteilen während der Hydratation. Dissertation an der TU München, 1994
- [98] Martinola, G.: Rissbildung und Ablösung zementgebundener Beschichtungen auf Beton. Dissertation an der ETH Zürich, 2000

- [99] Mechtcherine, V.: Bruchmechanische und fraktometrische Untersuchungen zur Rissausbreitung in Beton. Dissertation an der Universität Karlsruhe (TH), 2000
- [100] Meier, H.; Eisenmann, J.; Koreneos, E.: Beanspruchung der Straße unter Verkehrslast. Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen, Heft 76, Kirschbaum Verlag, Bonn, 1968
- [101] Merkblatt für die Grundlagen zur Bemessung von Industriefußböden aus Stahlfaserbeton. DBV-Merkblatt-Sammlung, 1991
- [102] Merkblatt für die Herstellung und Verarbeitung von Luftporenbeton. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), AG Betonstraßen, 1991
- [103] Merkblatt für den Bau von Flugbetriebsflächen aus Beton. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2002
- [104] Mitschke, M.: Vertikale Straßenbeanspruchung. Straße + Autobahn, Heft 4/1976
- [105] Müller, H. S.: Zur Vorhersage des Kriechens von Konstruktionsbeton. Dissertation an der Universität Karlsruhe (TH), 1986
- [106] Müller, H. S.: Zur Vorhersage der Schwindverformungen von Bauteilen aus Beton. In: Werkstoffe im Bauwesen – Theorie und Praxis, Hans-Wolf Reinhardt zum 60. Geburtstag, Herausgeber: R. Eligehausen, 1999
- [107] Müller, H. S.; Foos, S.: Verformungsverhalten von Betonfahrbahndecken unter kritischen Beanspruchungen. Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben FE-Nr.: 08.159/2000/CGB der Bundesanstalt für Straßenwesen, Universität Karlsruhe (TH), 2004
- [108] Müller, H. S.; Guse, U.: Untersuchungen zur Beanspruchung und Dauerhaftigkeit von Betonfahrbahnen. Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben FE-Nr.: 08.156/1999/LRB der Bundesanstalt für Straßenwesen, Universität Karlsruhe (TH), 2005
- [109] Müller, H. S.; Hörenbaum, W.; Maliha, R.: Numerische Untersuchungen zur Rissbildung in Fahrbahndecken aus Beton. Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben FE-Nr.: 08.123 R93L des Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Universität Karlsruhe (TH), 2004
- [110] Müller H. S.; Kvitsel, V.: Kriechen und Schwinden von Beton, Grundlagen der neuen DIN 1045 und Ansätze für die Praxis. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 1/2002

- [111] Müller-Westermeier, G.: Klimadaten von Deutschland, Zeitraum 1961-1990. Selbstverlag des Deutschen Wetterdienstes, 1996
- [112] Neußner, E.: Straßenbefestigungen mit Schichten aus Asphalt und Beton. Straße + Autobahn, Heft 9/1995
- [113] Niemann, P.: Gebrauchsverhalten von Betonplatten unter Einwirkungen infolge Last und Zwang. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 545, 2004
- [114] Odemark, N.: Investigations to the elastic properties of the soils and design of pavements to the theory of elasticity. Stockholm, 1949; siehe hierzu [100]
- [115] Pfeifer, L.: Beitrag zur Ermittlung der relativen Verformungen und der Spannungen von Betonstraßen auf starrer unterer Tragschicht. Dissertation an der Hochschule für Bauwesen Leipzig, 1973
- [116] Pfeifer, L.: Bemessungsverfahren für Betonoberbau. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 807, 2002
- [117] Plannerer, M.: Temperaturmessungen in Bauteilen während der Erhärtung. Dissertation an der TU München, 1998
- [118] R Version 1.7.1: R Development Core Team, 2003
- [119] Richtlinie Alkalireaktion im Beton, Teil 1: Allgemeines, Feuchtigkeitsklassen und Anforderungen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1986
- [120] RILEM Technical Recommendations (Draft): Adiabatic and Semi-adiabatic Calorimetry to Determine the Temperature Rise in Concrete due to Hydration Heat of the Cement, RILEM TC 119 TCE. Materials and Structures, 1998
- [121] Roos, R.; Müller, H. S.; Freund, H.-J.; Stammler, L.; Großmann, A.; Guse, U.; Foos, S.: Untersuchungen an Betonfahrbahnen mit hydraulisch gebundener Tragschicht. Abschlussbericht zum Forschungsprojekt Nr.: FE 08.172/2000/CRB für die BAST, 2005
- [122] Rostasy, F. S.; Henning, W.: Zwang in Stahlbetonwänden auf Fundamenten. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 9/1989
- [123] Rüschi, H.: Der Einfluss des Sicherheitsbegriffs. Schweizer Archiv, Heft 3/1954
- [124] RStO 01: Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2001

- [125] Sadouki, H.; van Mier, J. G. M.: Simulation of hygral crack growth in concrete repair systems. *Materials and structures*, Vol. 30, 1997
- [126] Sodeikat, C.: Beanspruchung von Betonfahrbahnen mit sehr unterschiedlichen Eigenschaften von Ober- und Unterbeton durch Feuchte- und Temperaturgradienten. *Beton- und Stahlbetonbau*, Heft 1/2002
- [127] Sodeikat, C.; Springenschmid, R.: Einschichtige Betondecken mit Recyclingzuschlag und Betondecken mit stark unterschiedlichen Eigenschaften von Ober- und Unterbeton. *Straße + Autobahn*, Heft 12/1998
- [128] Schießl, P.: Grundlagen der Neuregelung zur Beschränkung der Rissbreite. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 400, 1989
- [129] Schießl, P.: Bedeutung der Nachhaltigkeit im Straßenbau. *Beton-Informationen*, Heft 4/2002
- [130] Schießl, P.; Hiller, E.: Neue Nachbehandlungskonzepte für Betondecken. *Betonstraßentagung 1999*
- [131] Schießl, P.; Rucker, P.; Wiegrink K.-H.; Hiller, E.: Entwicklung der Temperaturspannungen in jungem Beton. *Beton*, Heft 7+8/2003
- [132] Schießl, P.; Wiegrink, K. H.; Beckhaus, K.; Rucker, P.; Stengel, T.: Verformungsverhalten von Betonfahrbahndecken unter kritischen Beanspruchungen, Teil 2: Parallelversuche an Kleinproben. *Forschungsbericht Nr.: F2012/00*, TU München, 2003
- [133] Schmidt, H.: Neue Technische Regelwerke für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton – ZTV Beton-STB 99. *Betonstraßentagung 1999*
- [134] Schulte, W.: Analyse des Temperaturgeschehens im Straßenoberbau und dessen Einfluss auf Ergebnisse von Einsenkungsmessungen nach Benkelman. *Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik*, Heft 423, 1984
- [135] Siebel, E.: Beeinflussung der Luftporenkennwerte bei leicht verarbeitbarem Beton mit Fließmittel für Verkehrsflächen. *5. Internationales Betonstraßen-Symposium*, Aachen, 1986
- [136] SOFISTIK: CAD- und Statiksoftware. SOFiSTiK AG, Oberschleißheim
- [137] Springenschmid, R.: Über geschnittene Fugen. *Zement und Beton* 18, 1973
- [138] Springenschmid, R.: Die Ermittlung der Spannungen infolge von Schwinden und Hydratationswärme im Beton. *Beton- und Stahlbetonbau*, Heft 10/1984

- [139] Springenschmid, R.: Neue Erkenntnisse beim Straßenbeton. Straße + Autobahn, Heft 12/1987
- [140] Springenschmid, R.: Möglichkeiten und Grenzen für die Wiederverwendung von Beton aus Fahrbahndecken. Straße + Autobahn, Heft 4/1996
- [141] Springenschmid, R.: Technische Grundlagen des Betonstraßenbaus und ihre Umsetzung in die Praxis – gestern, heute, morgen. Straße + Autobahn, Heft 3/2000
- [142] Springenschmid, R.; Beckhaus, K.: Straßenbeton mit sehr hoher Biegezugfestigkeit. Straße + Autobahn, Heft 6/1999
- [143] Springenschmid, R.; Breitenbücher, R.: Sind NW-Zemente die günstigsten Zemente, um Risse infolge Hydratationswärme zu vermeiden? Betonwerk und Fertigteil-Technik, Heft 11/1986
- [144] Springenschmid, R.; Breitenbücher, R.: Beurteilung der Reißneigung anhand der Risstemperatur von jungem Beton bei Zwang. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 2/1990
- [145] Springenschmid, R.; Breitenbücher, R.; Ballardini, P.: Vergleich zwischen Berechnungen und Messungen von Zwangsspannungen in jungem Beton. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 4/1988
- [146] Springenschmid, R.; Breitenbücher, R.; Kussmann, W.: Reißneigung von Betonen mit Hüttenzement (EPZ, HOZ) infolge abfließender Hydratationswärme. Betonwerk und Fertigteil-Technik, Heft 12/1987
- [147] Springenschmid, R.; Fleischer, W.: Straßenbeton unter dem Einfluss von Temperatur und Feuchtigkeit. FGSV Betonstraßentagung, Landshut, 1989
- [148] Springenschmid, R.; Fleischer, W.: Feuchtegradient im Beton. Zement und Beton, Heft 1/1989
- [149] Springenschmid, R.; Fleischer, W.: Über das Schwinden von Beton, Schwindmessungen und Schwindrisse. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 11/1993
- [150] Springenschmid, R.; Fleischer, W.: Untersuchungen der Ursachen von Oberflächenrissen (Netzrissen) in Betondecken. Forschung, Straßenbau und Verkehrstechnik, Bundesministerium für Verkehr, Heft 651, 1993
- [151] Springenschmid, R.; Hiller, E.: Einfluss der Temperatur während der Nachbehandlung von Betondecken. Straße + Autobahn, Heft 3/1999

- [152] Springenschmid, R.; Nischer, P.: Untersuchungen über die Ursache von Querrissen im jungen Beton. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 9/1973
- [153] Springenschmid, R.; Plannerer, M.: Entwicklung eines Messgerätes zum Messen von Zwang- und Eigenspannungen in erhärtenden Betonbauteilen. Bauingenieur, Heft 4/1998
- [154] Springenschmid, R.; Plannerer, M.: Experimental research on the test methods for surface cracking of concrete. Control of Cracking in Early Age Concrete, Mihashi & Wittmann (eds.), 2002
- [155] Springenschmid, R.; Sonnewald, P.: Einfluss des Verbundes zwischen Betonfahrbahnen und hydraulisch gebundenen Tragschichten auf die Rissempfindlichkeit. Straße + Autobahn, Heft 10/1985
- [156] Stamm, J.: Numerische Untersuchungen zum Einfluss der Dübel auf das Verformungs- und Spannungsverhalten von Fahrbahndecken aus Beton. Vertiefearbeit an der Universität Karlsruhe (TH), 1998
- [157] Staufienbiel, G.; Wessig, J.: Bauphysik und Baustofflehre: Eine Einführung in Experimenten; Wärme, Wärmewirkungen, Wärmeschutz. Bauverlag, 1989
- [158] Stiglat, K.; Wippel, H.: Platten. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1983
- [159] Sulten, P.: Entwässerung von Straßenbefestigungen mit Betondecken. Straße + Autobahn, Heft 11/1985
- [160] Surkamp, H.: Faserbewehrte Betonfahrbahnplatten. Beton, Heft 7/1993
- [161] Trost, H.: Auswirkungen des Superpositionsprinzips auf Kriech- und Relaxationsprobleme bei Beton und Spannbeton. Beton- und Stahlbetonbau, 1976
- [162] Vollpracht, A.; Schminke, P.: 5. Internationales Betonstraßen-Symposium 1986 in Aachen. Straße + Autobahn, Heft 2/1987
- [163] Von Wilcken, A.: Herstellung moderner Verkehrsflächen aus Beton unter Verwendung von Recyclingzuschlag. Deutscher Betontag 1995
- [164] Von Wilcken, A.; Fleischer, W.: Beton im Verkehrswegebau - Qualität und Vielfalt durch Gleitschalungstechnik. Straße + Autobahn, Heft 12/1998
- [165] Weigler, H.; Karl, S.: Junger Beton, Beanspruchung – Festigkeit – Verformung. Beton und Fertigteiltechnik, Heft 6/1974

- [166] Weil, G.: Beanspruchung von Betonfahrbahnplatten, Straße und Tiefbau, Heft 11/1963
- [167] Wesche, K.: Baustoffe für tragende Bauteile, Band 2 (Beton und Mauerwerk). Bauverlag GmbH, 1993
- [168] Westergaard, H. M.: Stresses in concrete pavements computed by theoretical analysis. Public Roads, Heft 2/1926; siehe hierzu [49]
- [169] Wetterdaten aus dem MPI für Klimaforschung in Mainz, 2002
- [170] Wiehler, H.-G.: Straßenbau – Konstruktion und Ausführung. 3. Auflage, Verlag für Bauwesen GmbH, Berlin, 1995
- [171] Zachlehner, A.: Verformungen und Spannungen in jungen Betonfahrbahnen. Straße + Autobahn, Heft 9/1989
- [172] Zanker, B.: Biegebeanspruchung in Betondecken für Straßenverkehrsflächen, Mitteilungen des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der TU München, Heft 53, 1988
- [173] Zement-Merkblatt Straßenbau S4: Hydraulisch gebundene Tragschicht. Bauberatung Zement, 1999
- [174] ZTV Beton-StB 01: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2001
- [175] ZTV Fug-StB 01: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Fugen in Verkehrsflächen. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2001

**Anhang**

Anhang zu Kapitel 3	A1
Anhang zu Kapitel 4	A14
Anhang zu Kapitel 5	A15
Anhang zu Kapitel 6	A26
Anhang zu Kapitel 7	A30

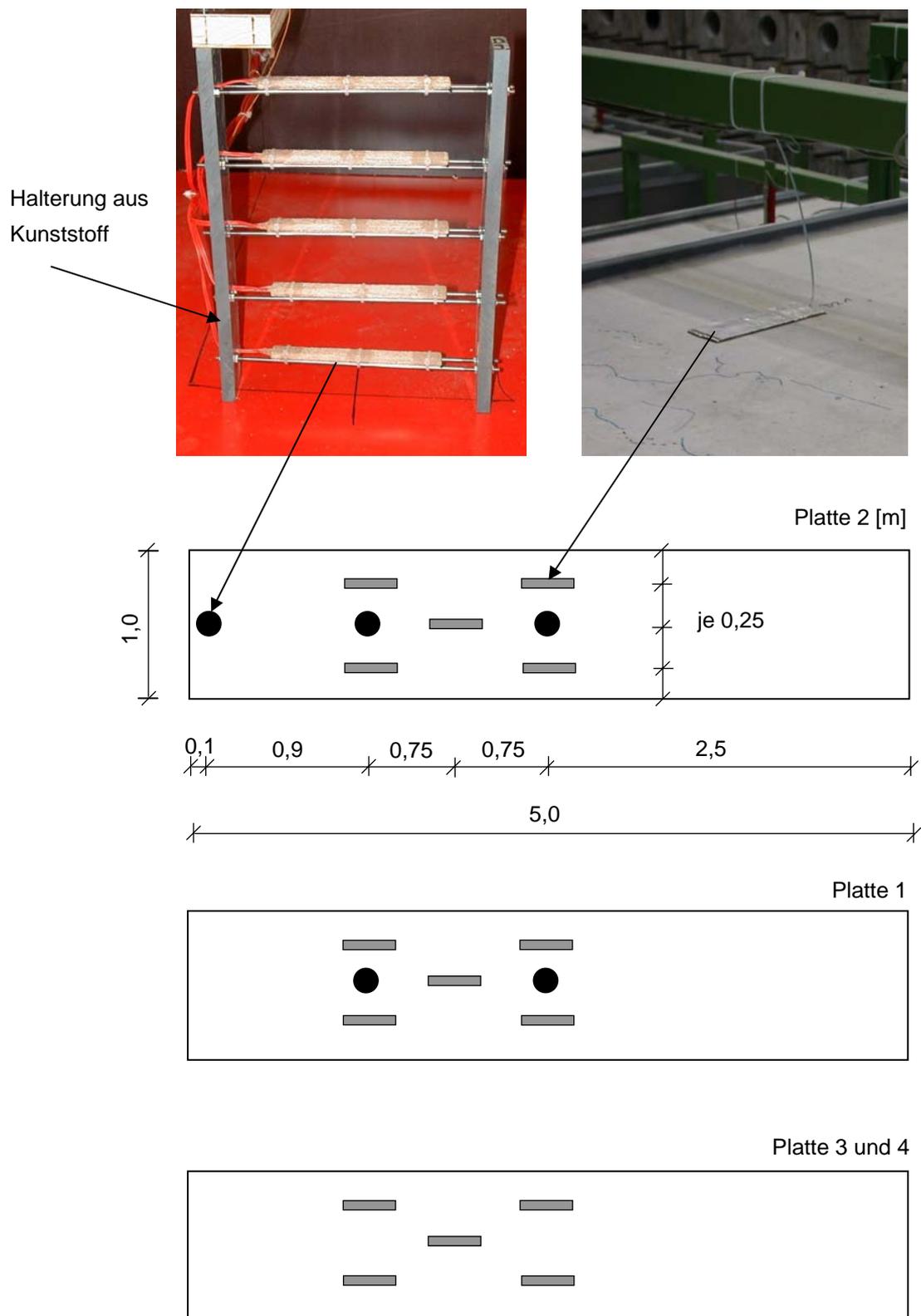


Abb. A 3.1: Anordnung von Dehnungsmessstreifen in einer Messtrecke über die Plattenhöhe (Symbol: ●) und auf der Plattenoberseite (Symbol: ▬)

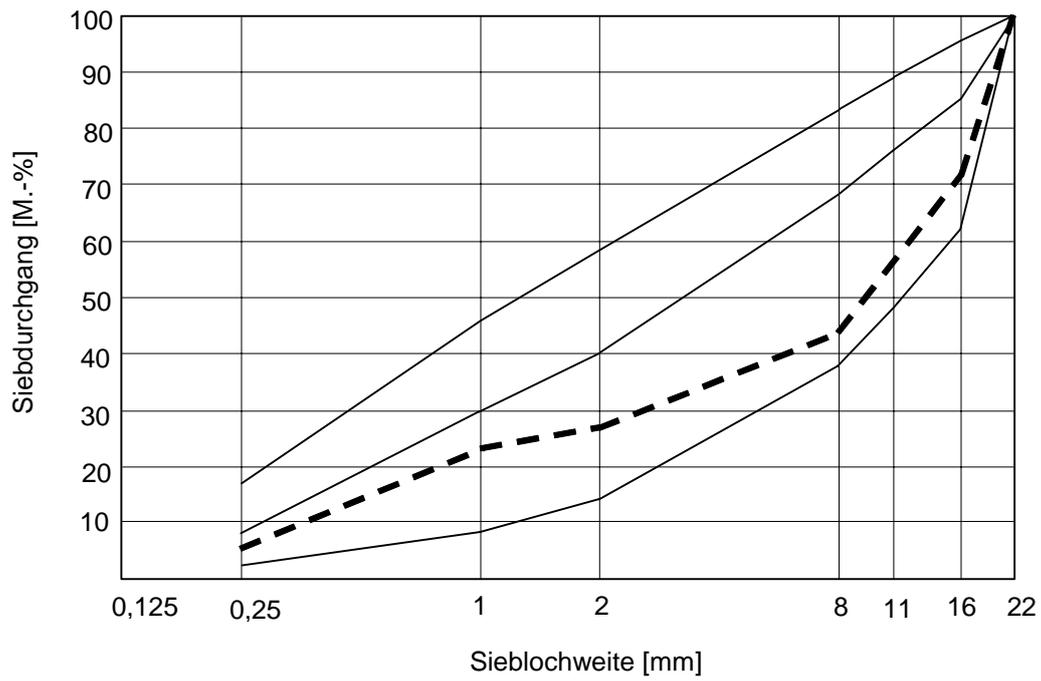


Abb. A 3.2: Sieblinie der verwendeten Gesteinskörnung

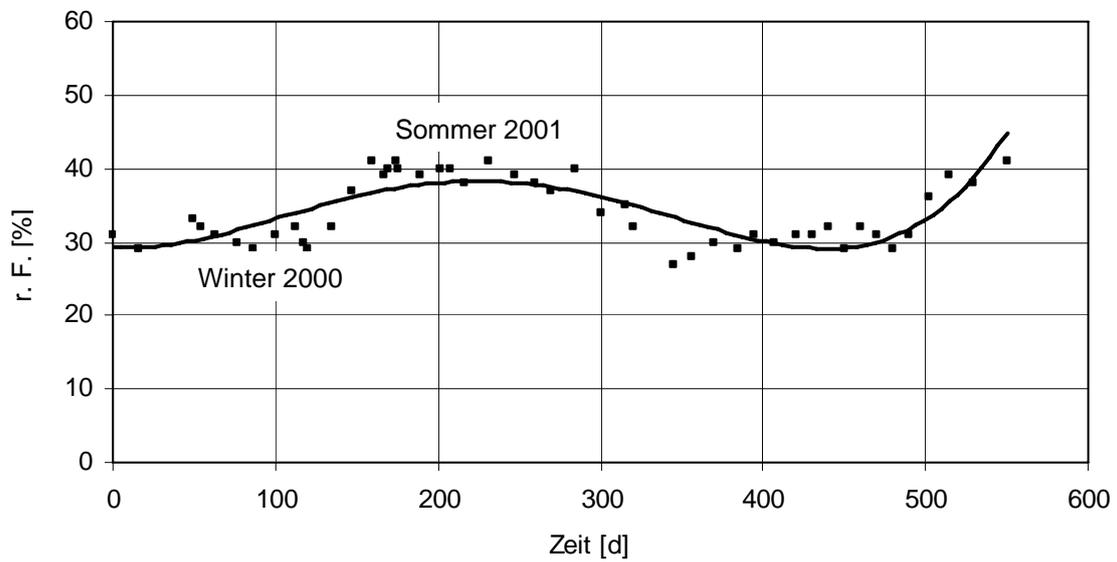


Abb. A 3.3: Zeitlicher Verlauf der relativen Feuchte über den Versuchszeitraum

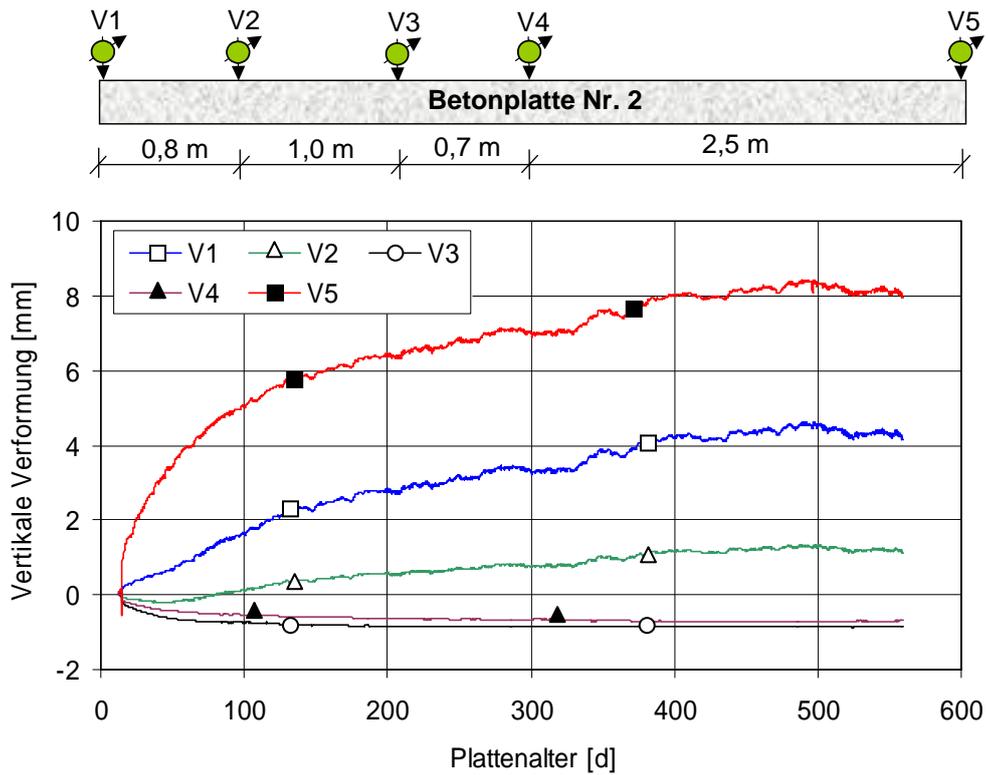


Abb. A 3.4: Vertikale Verformungen der Platte 2 an verschiedenen Messstellen

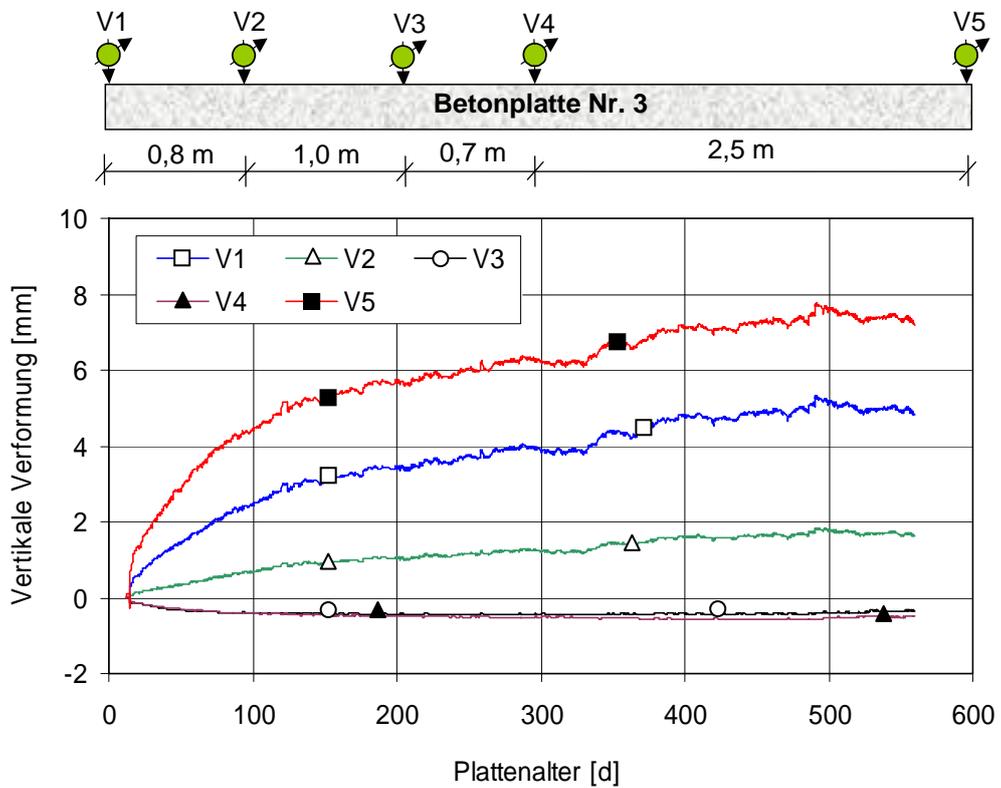


Abb. A 3.5: Vertikale Verformungen der Platte 3 an verschiedenen Messstellen infolge Austrocknung an der Oberseite

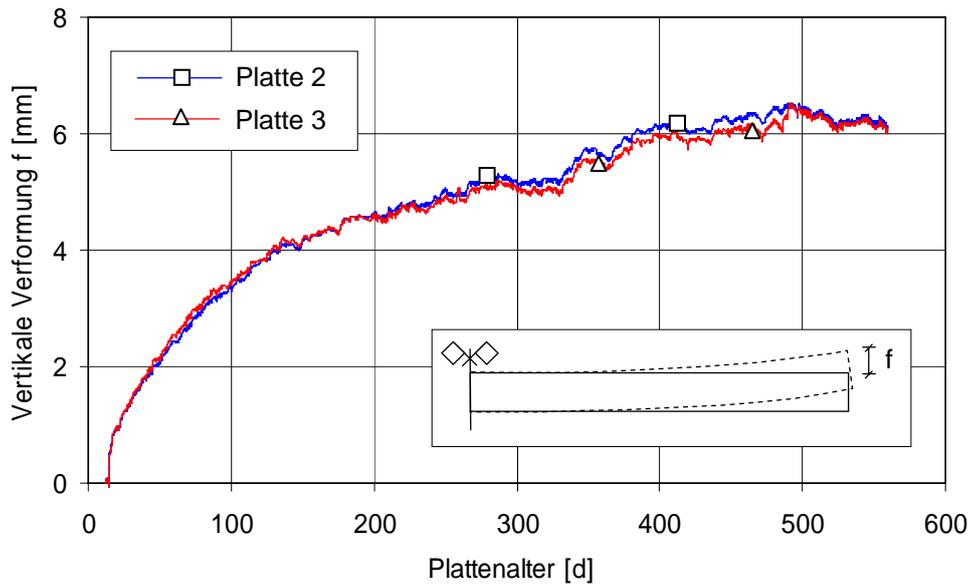


Abb. A 3.6: Mittlere Verformung an den Enden der Platte 2 (Trocknung oben, Befeuchtung unten) und 3 (wie Platte 2, zusätzlich Wind, fehlende Nachbehandlung)

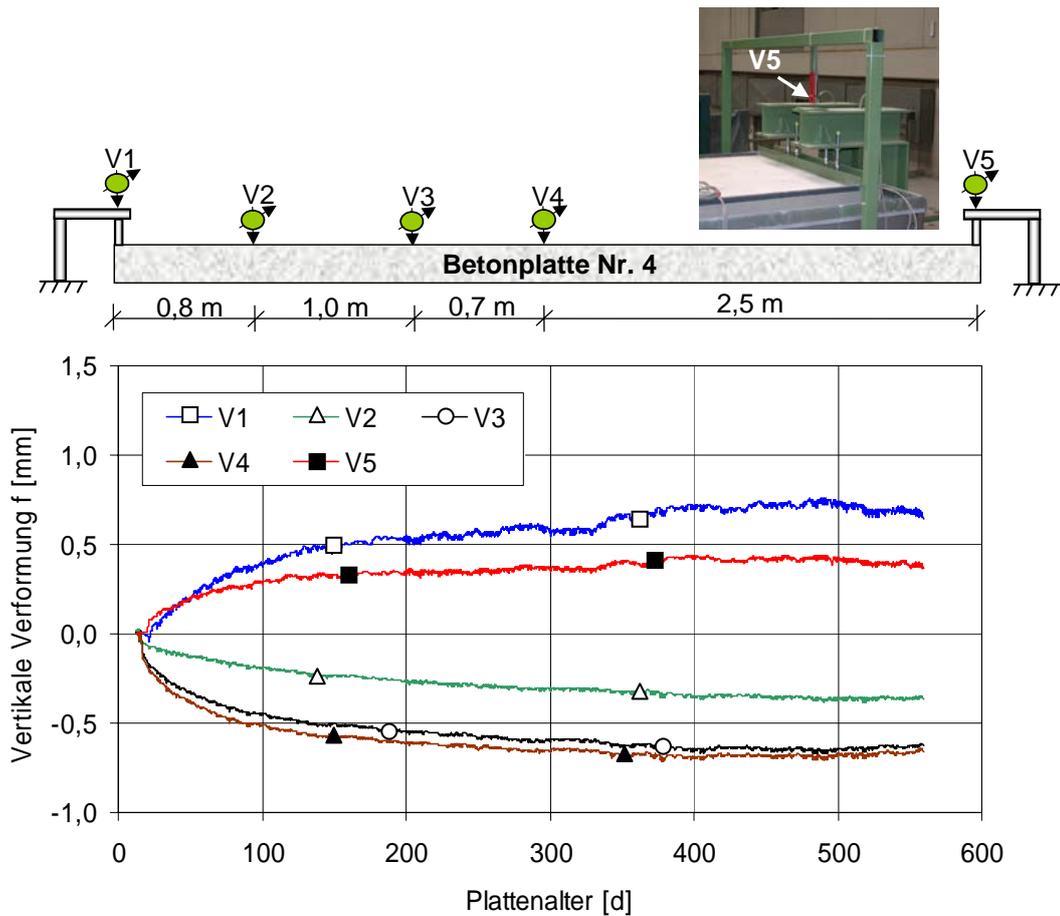


Abb. A 3.7: Vertikale Verformungen der Platte 4 an verschiedenen Messstellen infolge behinderter Verformung der Plattenenden bei gleichzeitiger Befeuchtung der Unterseite und Austrocknung der Oberseite

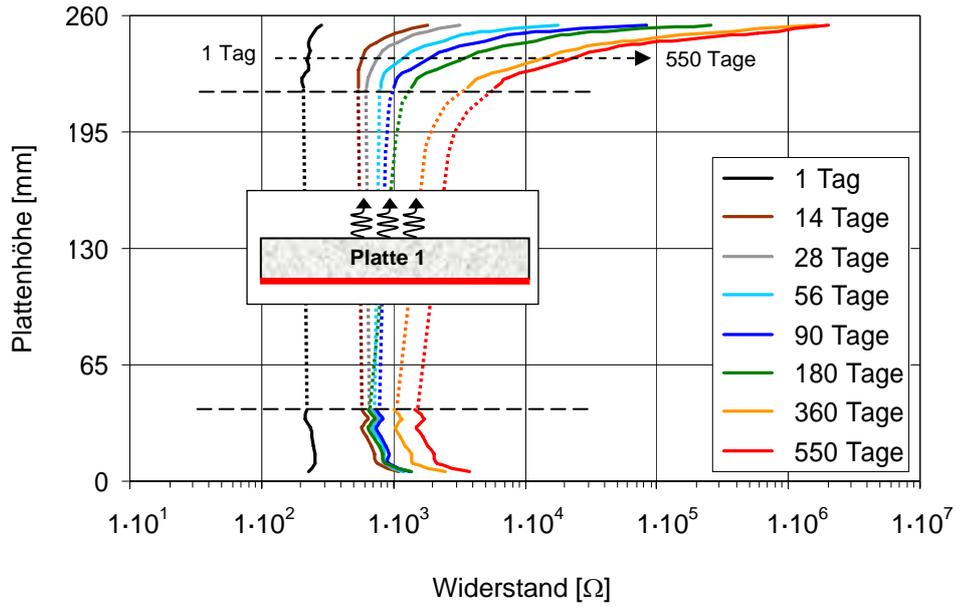


Abb. A 3.8: Verlauf des Widerstands über die Querschnittshöhe in Platte 1 zu verschiedenen Zeitpunkten

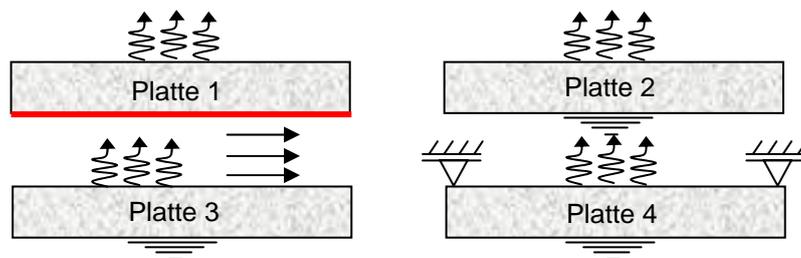
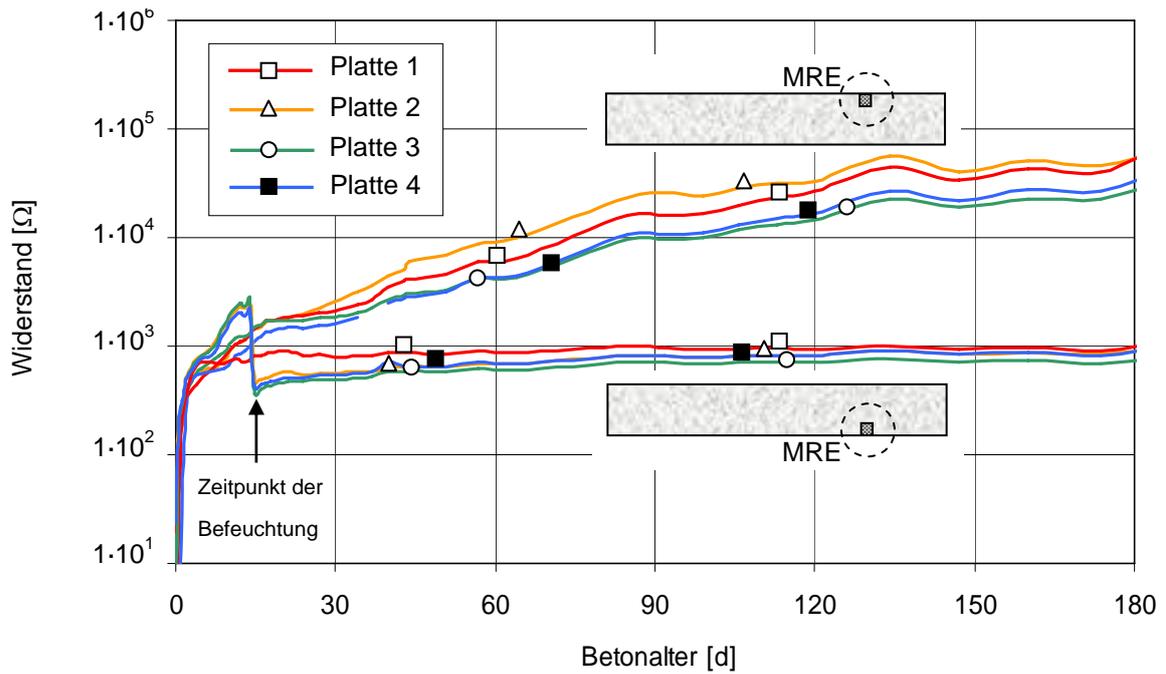


Abb. A 3.9: Verlauf des Widerstands im oberen und unteren Bereich der Platten 1 bis 4 (der Abstand von der jeweiligen Oberfläche betrug 10 mm)

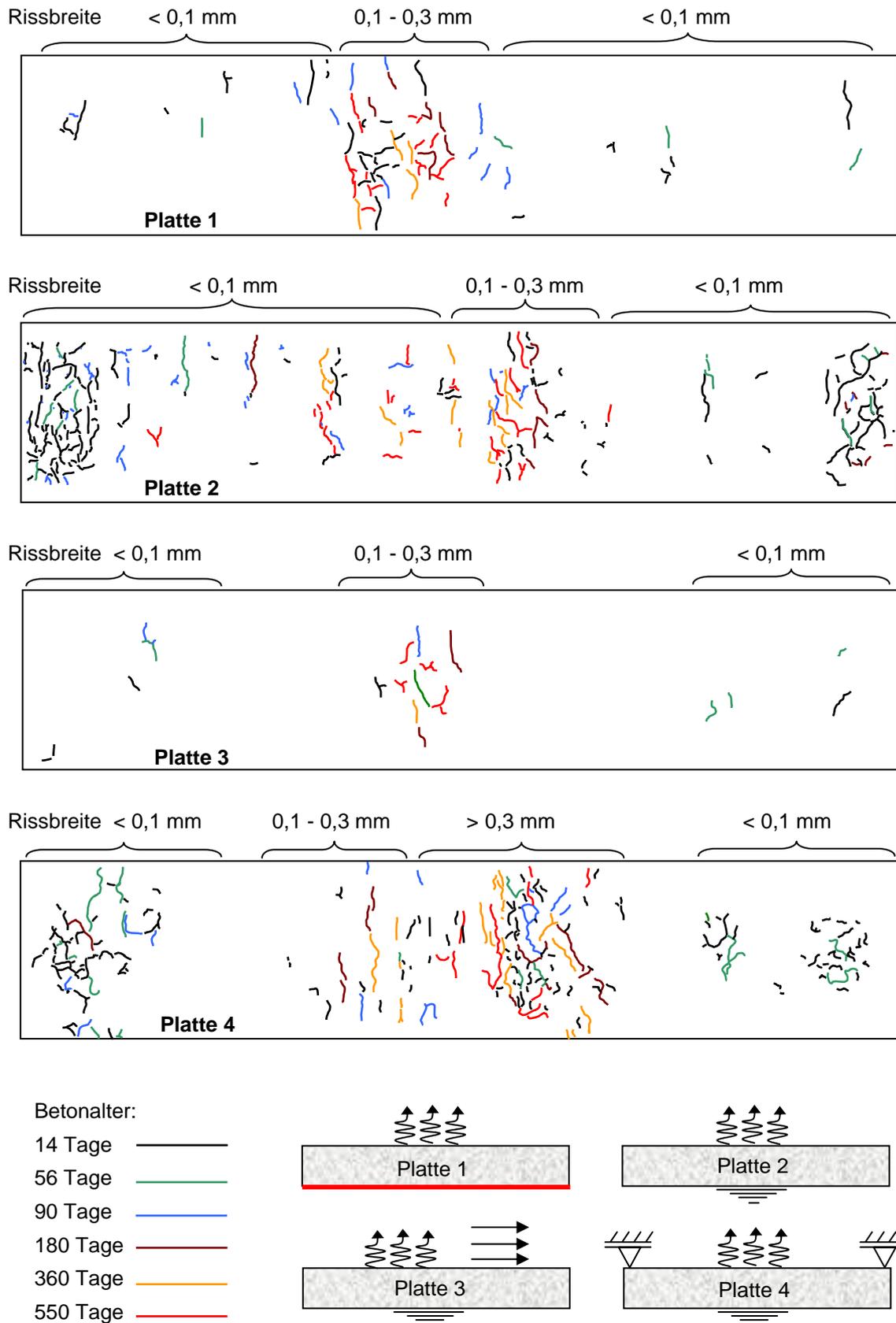


Abb. A 3.10: Zeitliche Entwicklung der Rissbildung an der Oberseite der großen Betonplatten sowie Angaben über die Rissbreiten im Alter von 550 Tagen

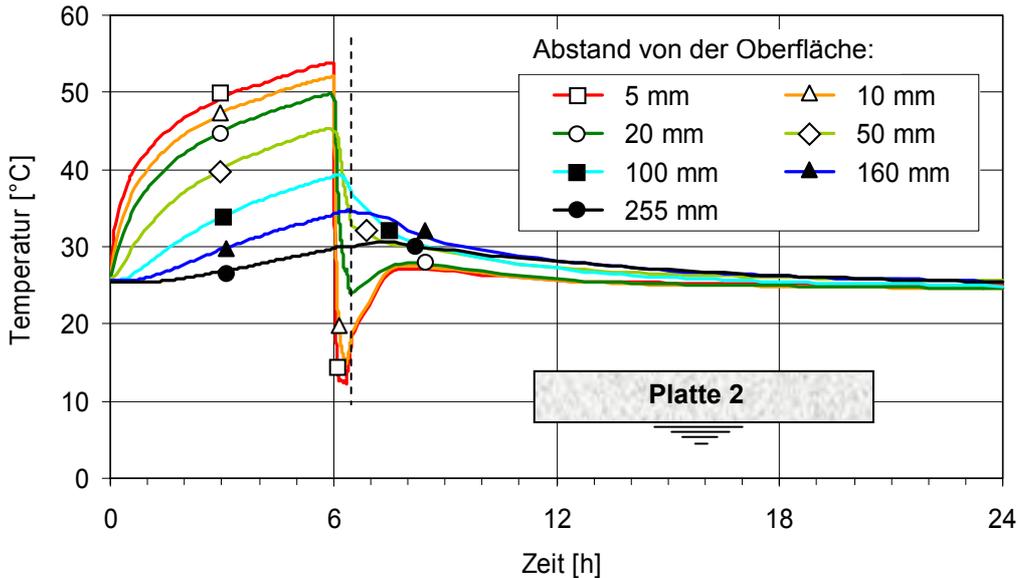


Abb. A 3.11: Temperaturverlauf der einzelnen Messfühler der Platte 2 während Zyklus 5 (Thermoschock mittels Eiswasser)

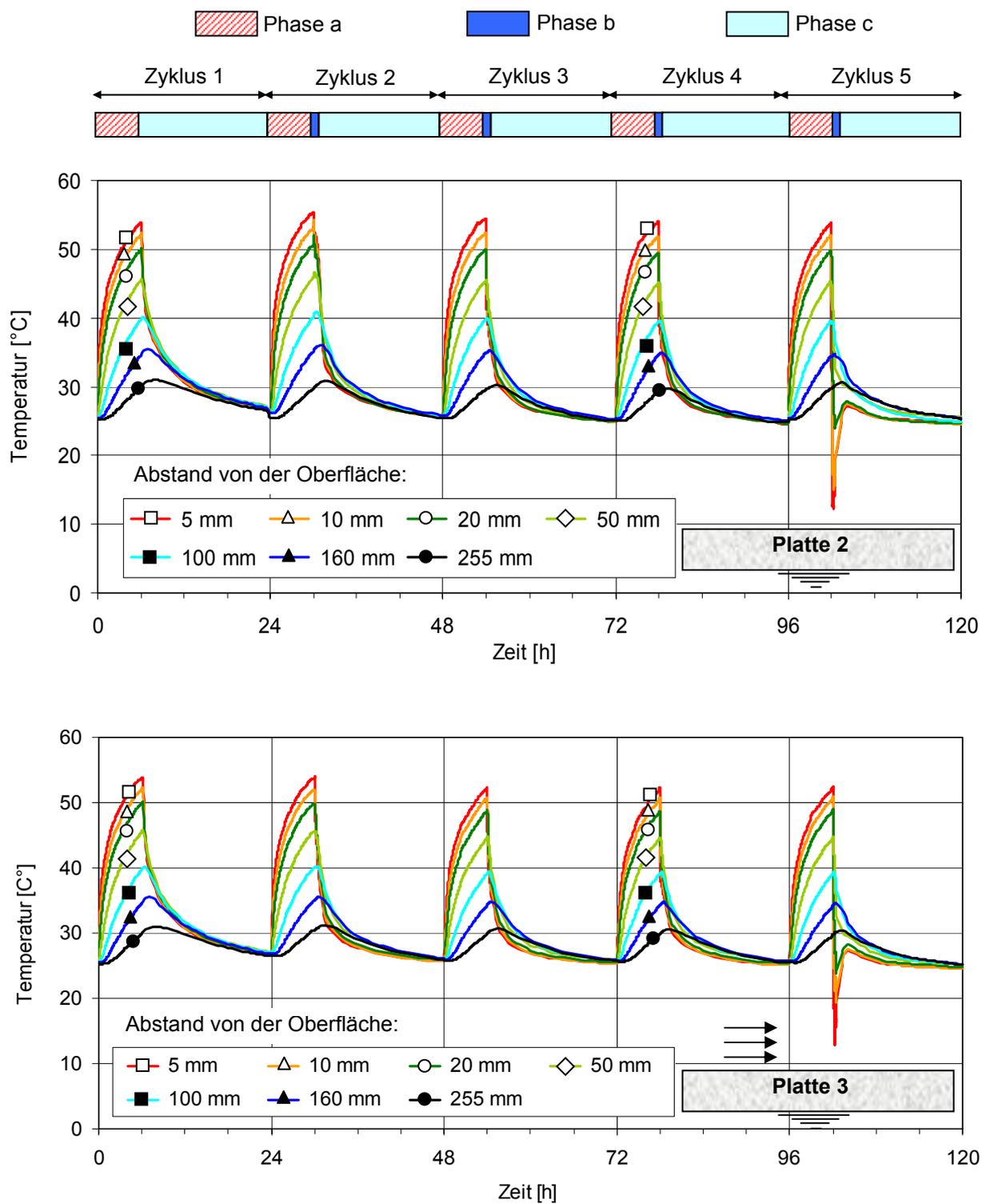


Abb. A 3.12: Temperaturverlauf der einzelnen Messfühler während der thermischen Beanspruchung von Platte 2 (oben) und Platte 3 (unten)

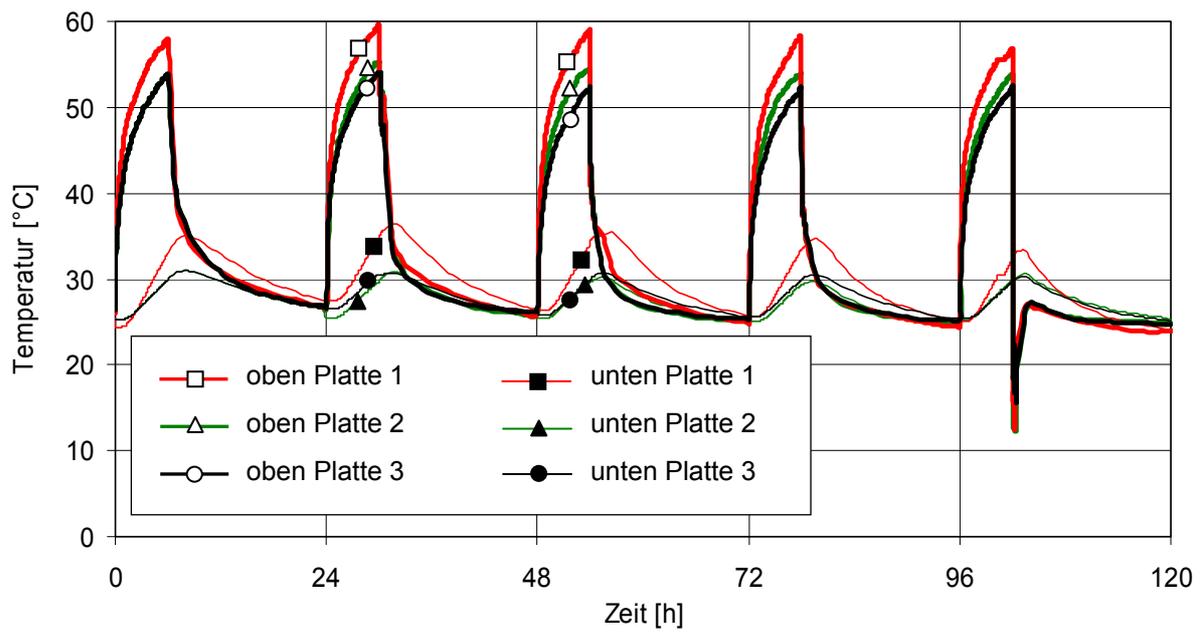


Abb. A 3.13: Verlauf der Temperatur während der thermischen Beanspruchung der Platten 1, 2 und 3 in einer Tiefe von 5 mm unter der Ober- bzw. über der Unterseite

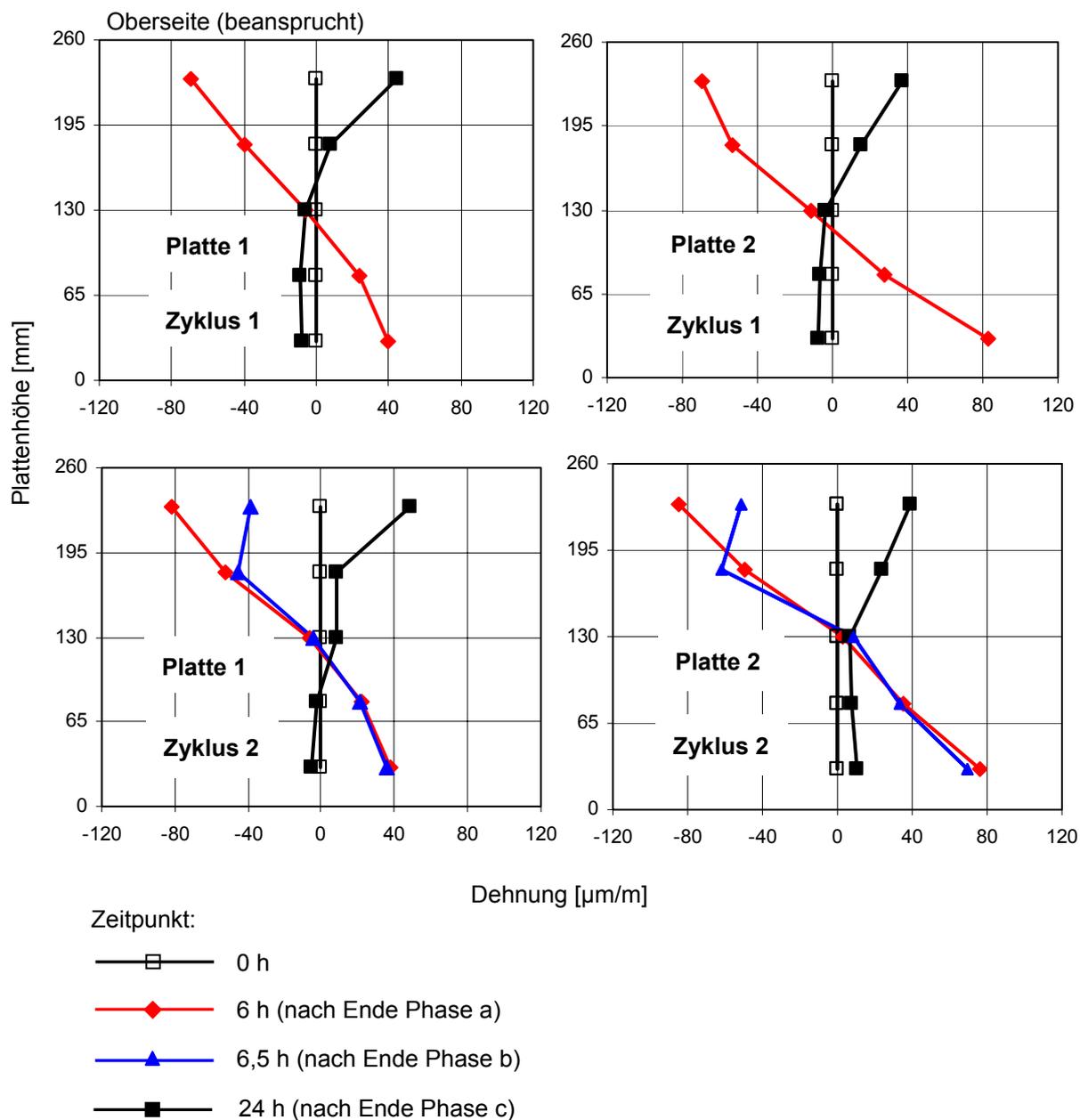


Abb. A 3.14: Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe in der Mitte der Platten 1 und 2 zu verschiedenen Zeitpunkten während der Zyklen 1 und 2 der thermischen Beanspruchung

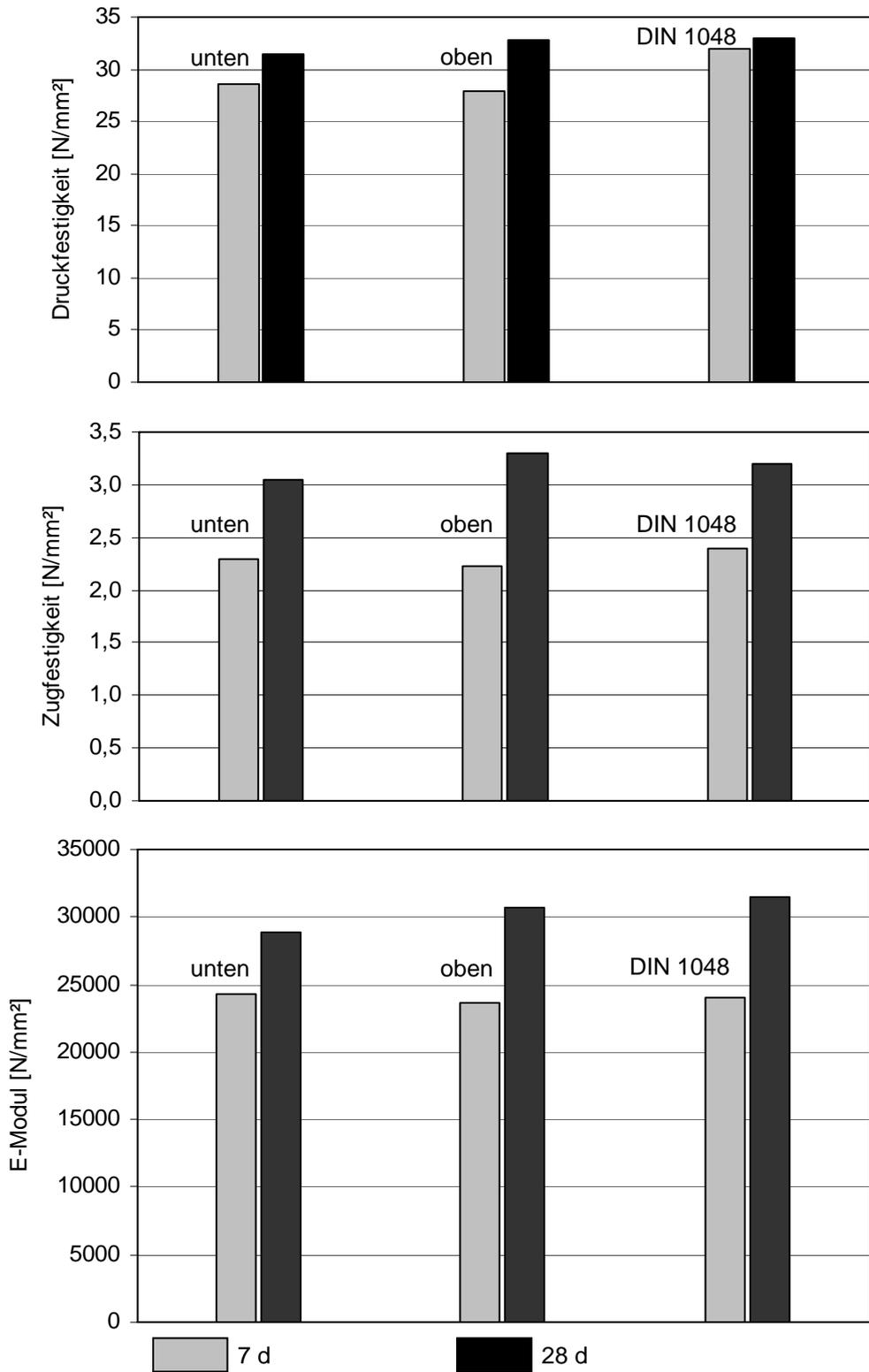


Abb. A 3.15: Druck-, Zugfestigkeit und E-Modul von Bohrkernen ( $\varnothing = 75 \text{ mm}$ ,  $h = 150 \text{ mm}$ ), die aus neben den großen Platten gelagerten Versuchskörpern entnommen wurden, sowie die entsprechenden Werte nach DIN 1048 Teil 5 [27]



Abb. A 3.16: Abspalten von Betonscheiben aus Zylinderproben, die neben den großen Platten lagerten, zur gravimetrischen Bestimmung des Feuchtegehalts über die Querschnittshöhe



Abb. A 3.17: Lagerung von Betonproben ( $200 \times 50 \times 10 \text{ mm}^3$ ) in Klimaboxen zur Bestimmung der Sorptionsisothermen

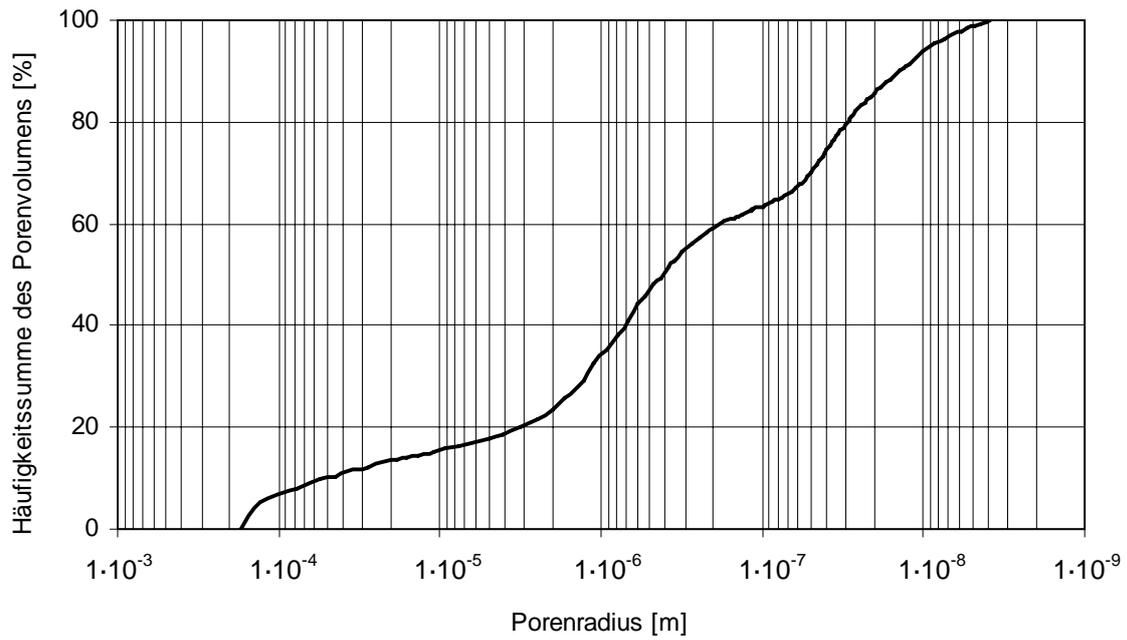


Abb. A 3.18: Häufigkeitssumme des Porenvolumens in Abhängigkeit vom Porenradius des verwendeten Betons im Alter von 28 Tagen

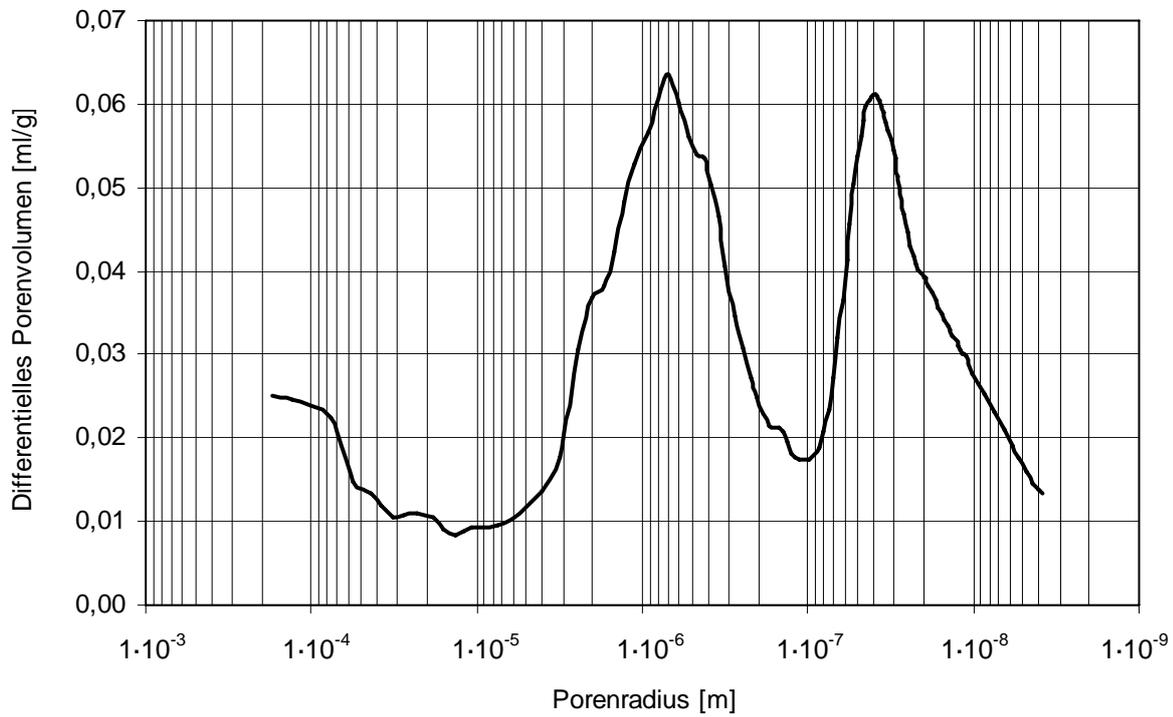


Abb. A 3.19: Porenradienverteilung des verwendeten Betons im Alter von 28 Tagen



Abb. A 4.1: Spannungen in der Hälfte der Platte 1 (Austrocknung oben) zu verschiedenen Zeitpunkten nach einer Nachbehandlungsdauer von einer Woche

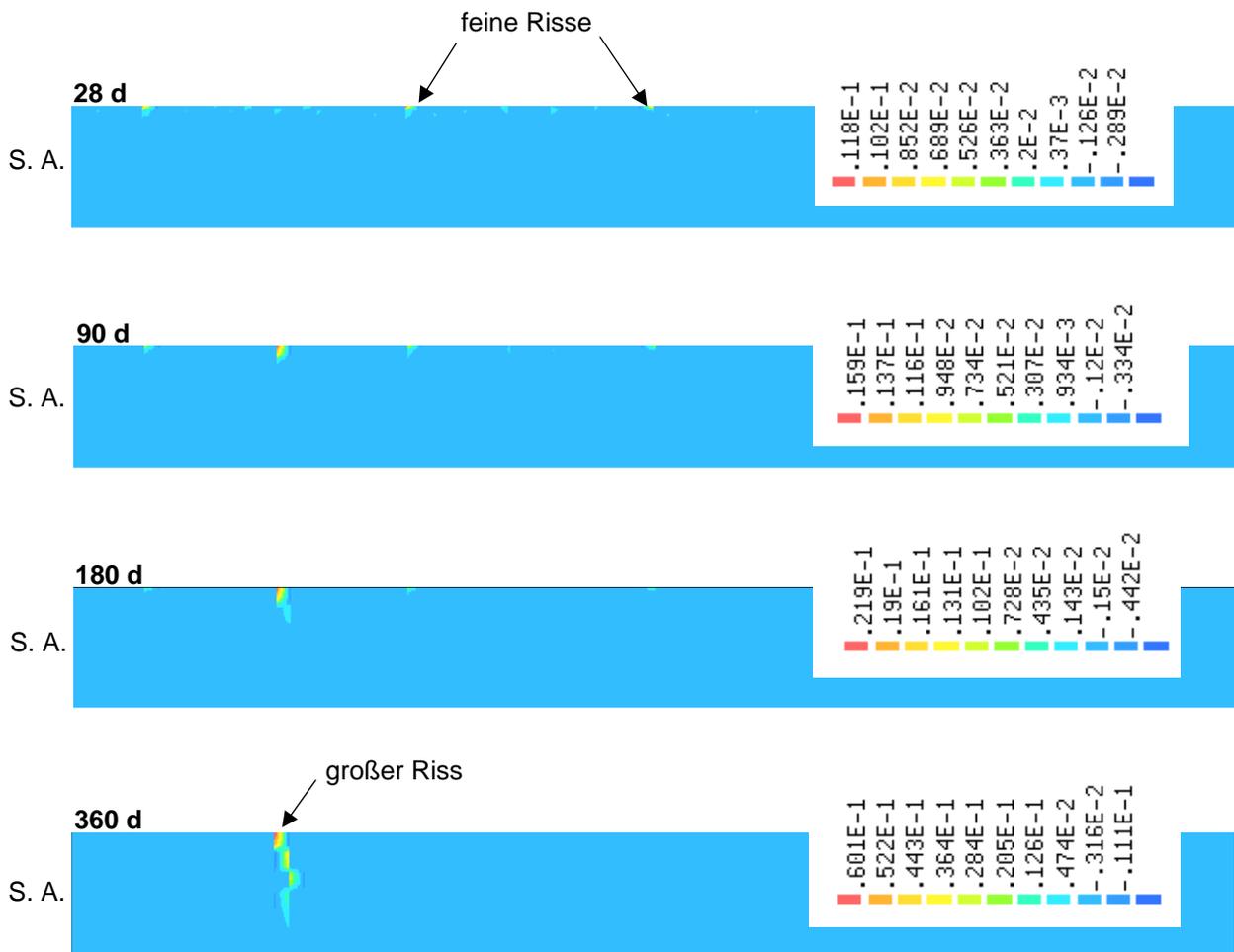


Abb. A 4.2: Zeitliche Entwicklung der Dehnung in einer Hälfte der Platte 4 (Verformungsbehinderung an den Enden)

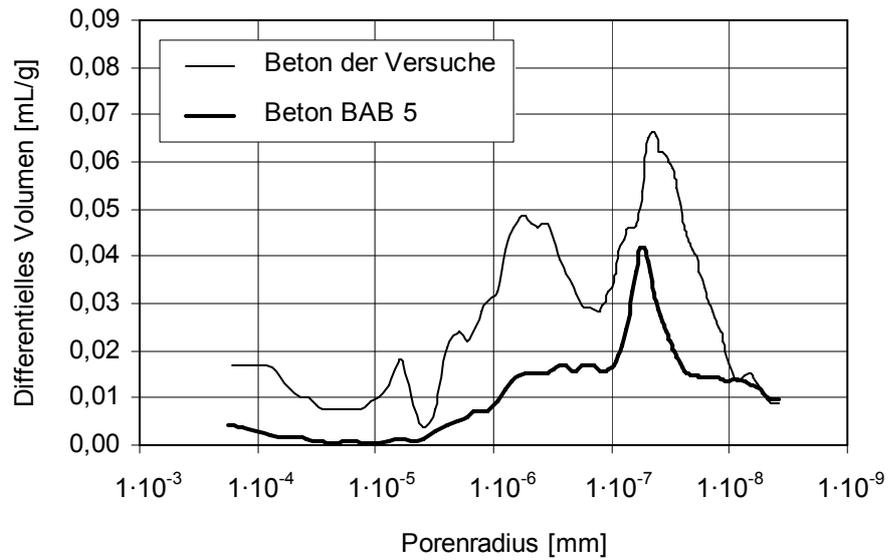


Abb. A 5.1: Vergleich der Porengrößenverteilung des in den Versuchen verwendeten Betons und des Betons eines Bauabschnitts der BAB A5 (Kronau) [108]

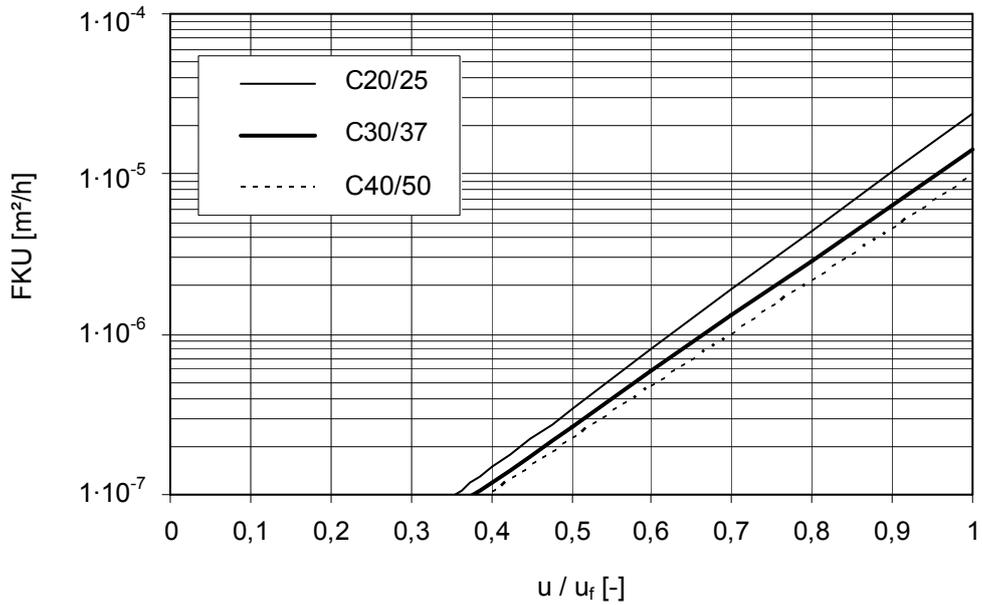


Abb. A 5.2: Hygrische Leitfähigkeit für den kapillaren Flüssigkeitstransport infolge von Feuchtgradienten bei verschiedenen Betonen in Anlehnung an Kießl [81]

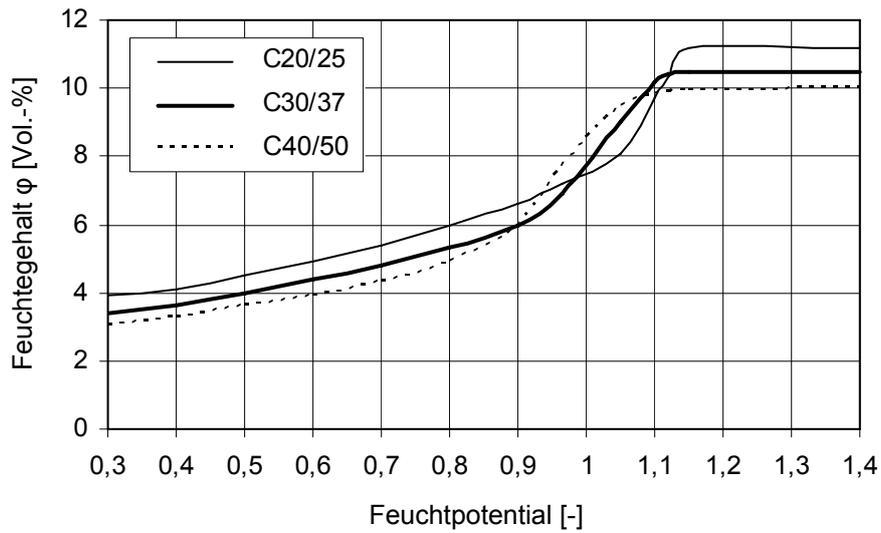


Abb. A 5.3: In Anlehnung an die eigenen Versuche und an Kießl [81] angenommene Verläufe des Feuchtegehalts in Abhängigkeit vom Feuchtpotential verschiedener Betone

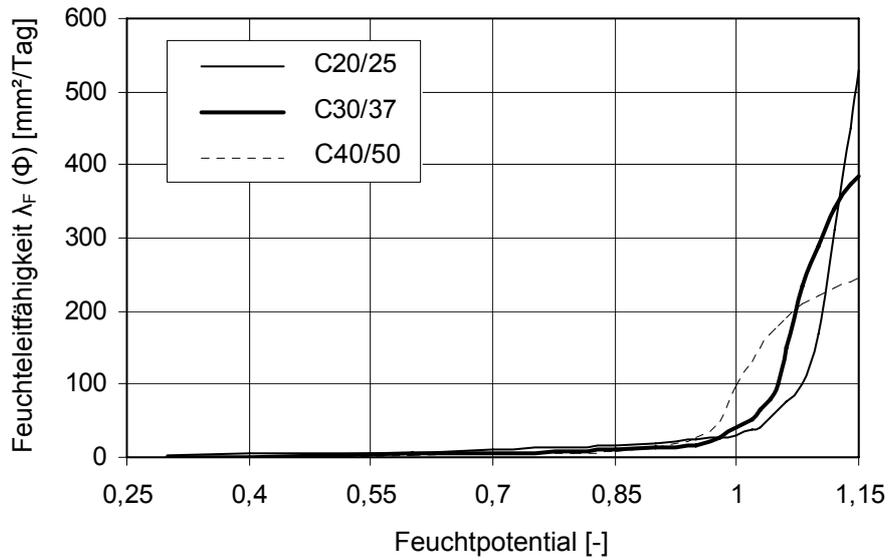


Abb. A 5.4: Feuchteleitfähigkeit verschiedener Betone in Abhängigkeit vom Feuchtpotential in Anlehnung an Kießl [81]

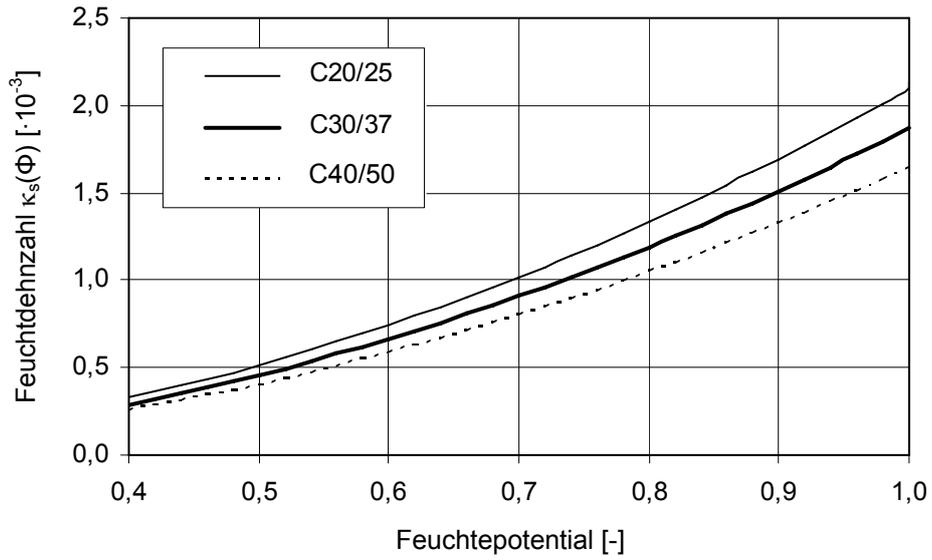


Abb. A 5.5: Feuchtedehnzahl  $\kappa_s(\Phi)$  verschiedener Betone im Schwindbereich

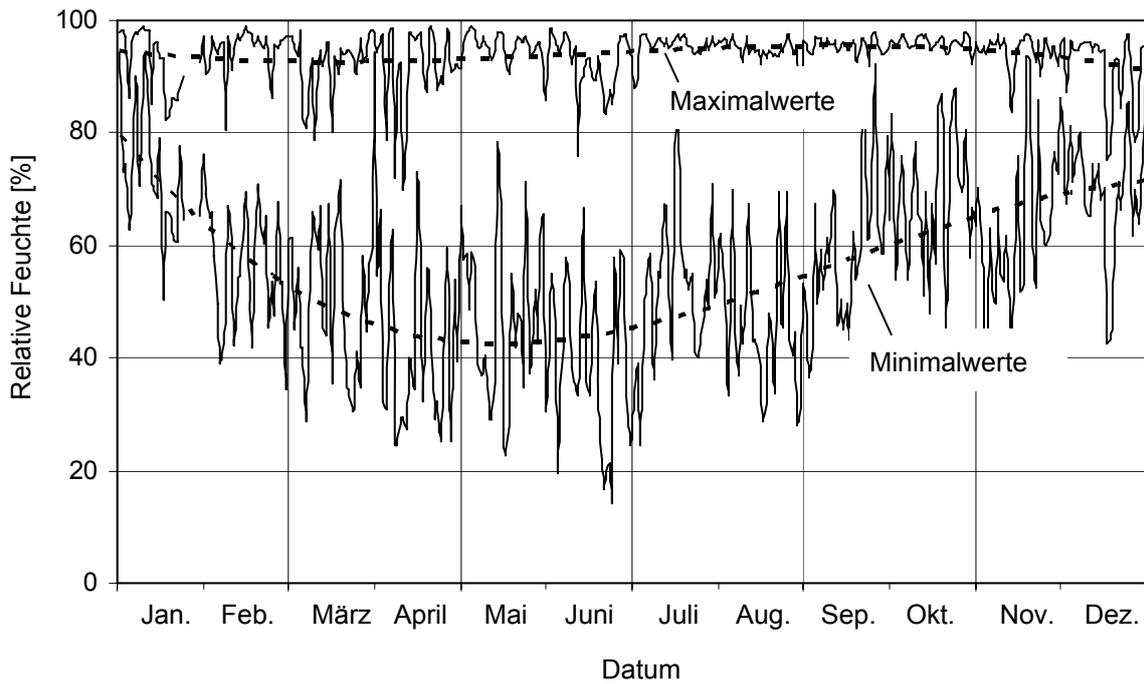


Abb. A 5.6: Verlauf der an BAB A5 (Kronau) gemessenen minimalen und maximalen Werte der relativen Feuchte über einen Zeitraum von einem Jahr [108]

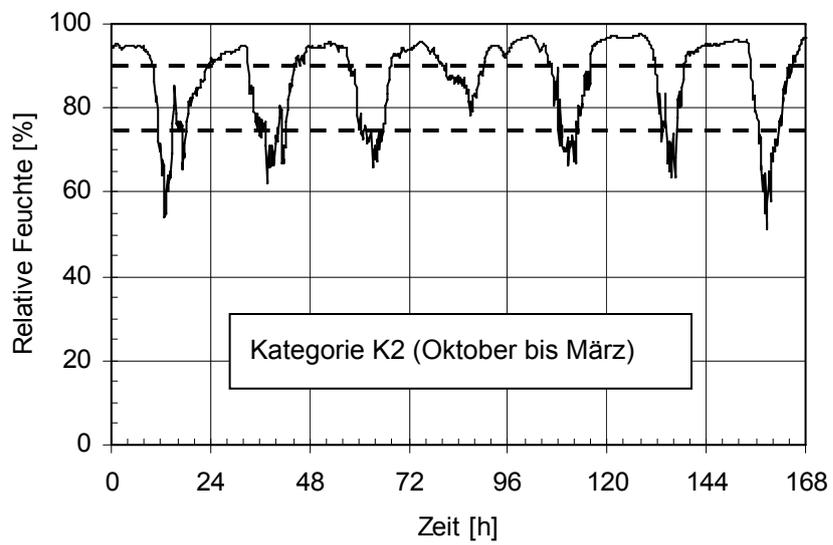
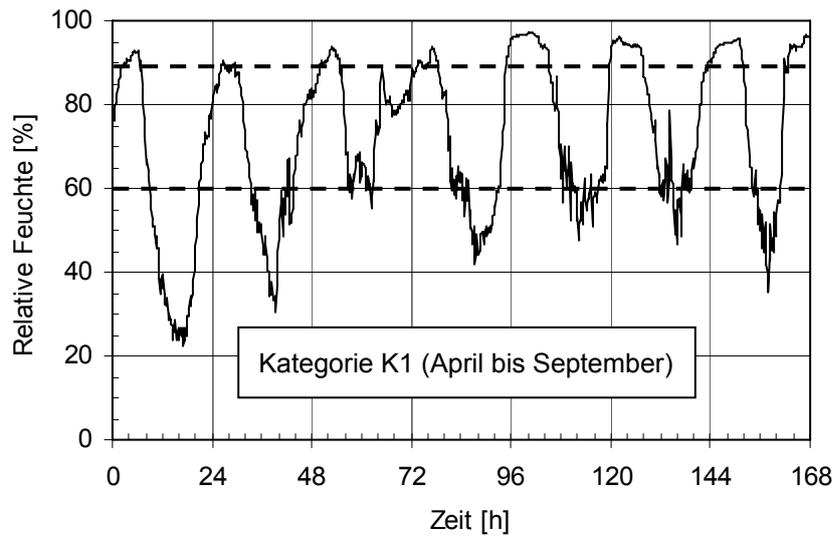


Abb. A 5.7: Verlauf der relativen Feuchte für je eine repräsentative Woche der Kategorie K1 (April bis September) und der Kategorie K2 (Oktober bis März)

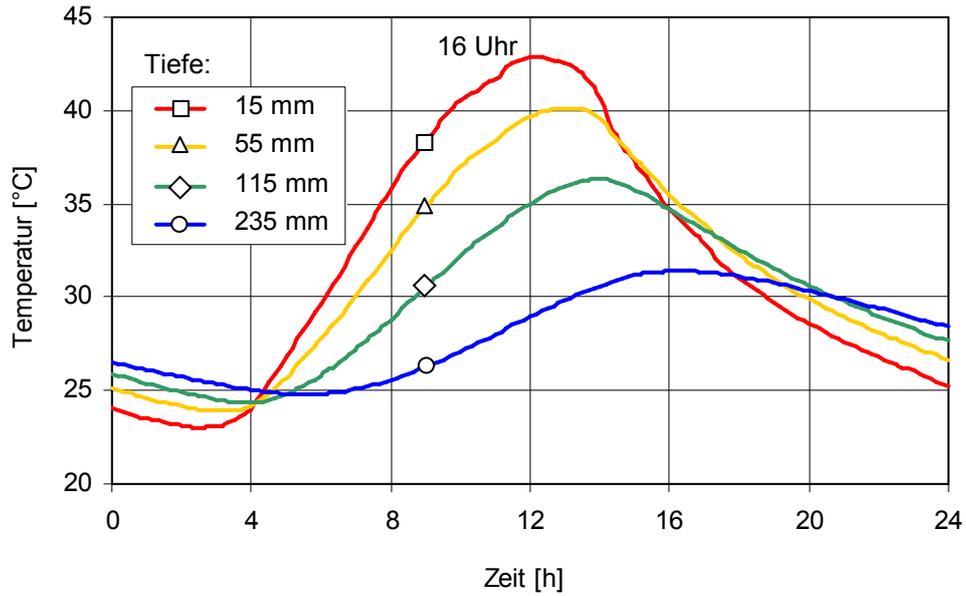


Abb. A 5.8: Tagesverlauf der Temperatur an einem heißen Sommertag an verschiedenen Messtiefen (beginnend um ca. 4:00 Uhr) in einer Betonfahrbahnplatte der BAB A5 (Kronau) [108]

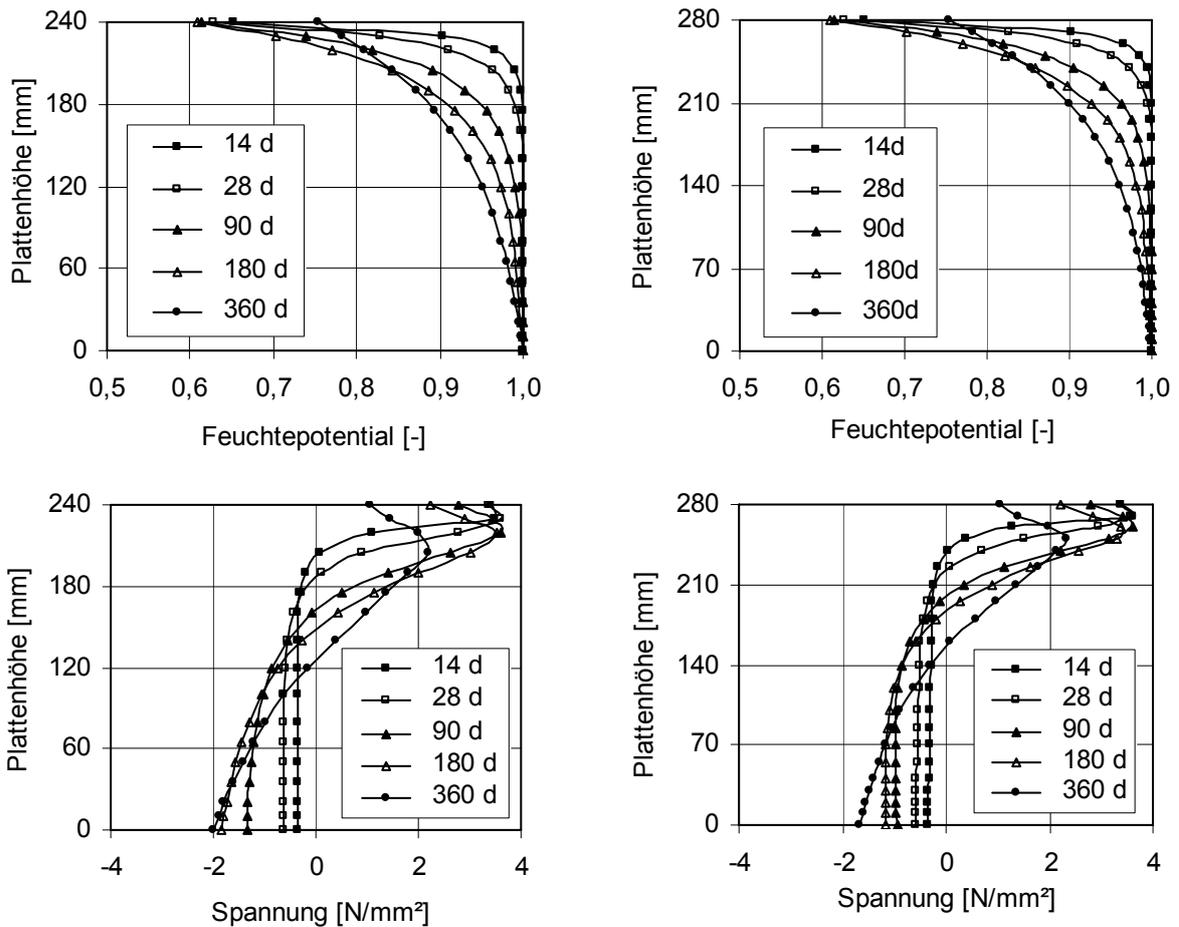


Abb. A 5.9: Feuchteverteilung (oben) und Spannungsverteilung im Mittelbereich (unten) über die Höhe einer dünnen Platte (links,  $d = 240$  mm) und einer dicken Platte (rechts,  $d = 280$  mm) zu verschiedenen Zeitpunkten

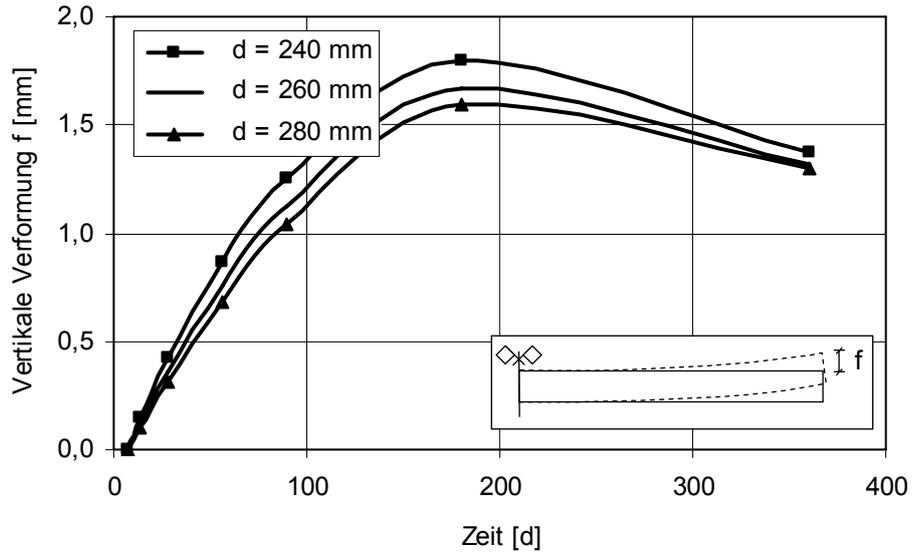


Abb. A 5.10: Zeitabhängiger Verlauf der Aufschüsselung verschieden dicker Platten aus einem Beton der Güte C30/37

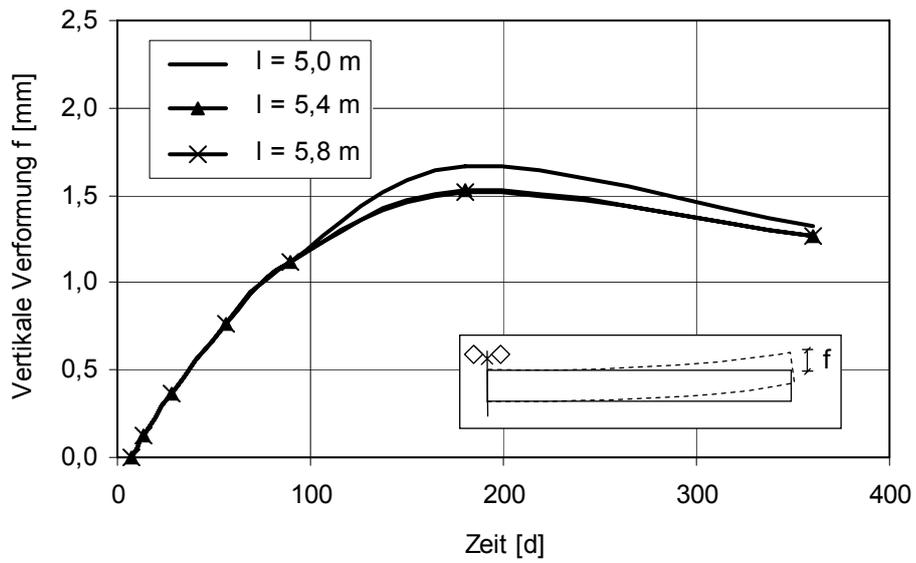


Abb. A 5.11: Zeitabhängiger Verlauf der Aufschüsselung verschieden langer Platten aus einem Beton der Güte C30/37

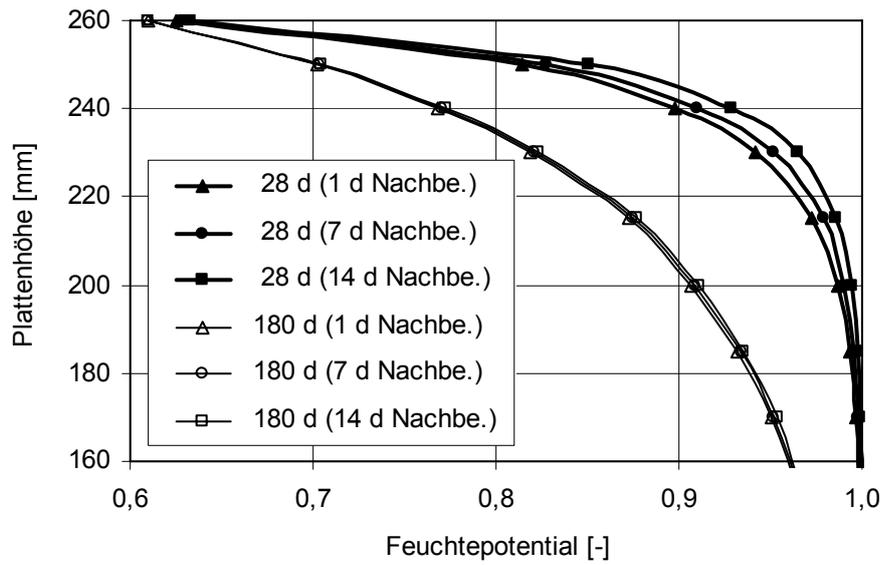


Abb. A 5.12: Feuchteverteilung in den oberen 100 mm einer Betonplatte nach 28 und 180 Tagen mit unterschiedlicher Nachbehandlungsdauer

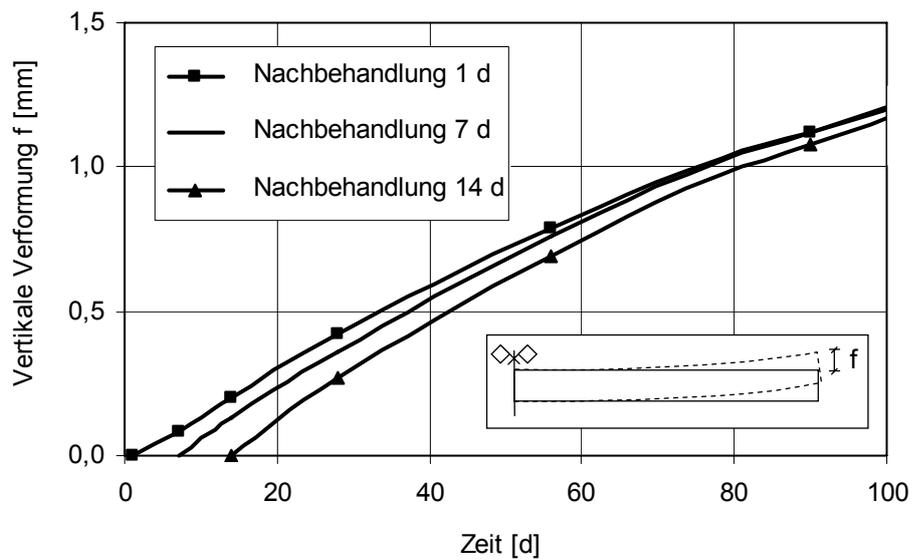


Abb. A 5.13: Verlauf der vertikalen Verformungen an den Plattenenden nach unterschiedlicher Nachbehandlungsdauer

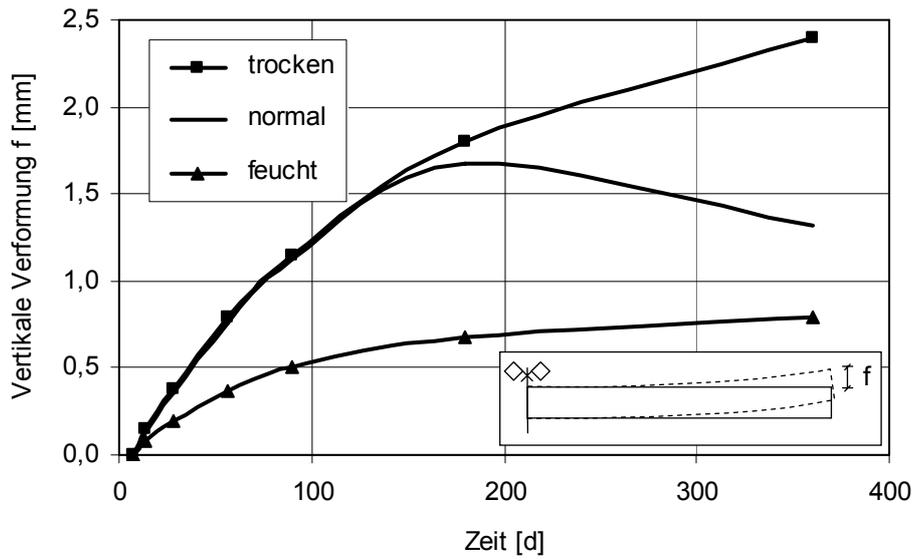


Abb. A 5.14: Zeitabhängiger Verformungsverlauf des Endes einer Betonplatte bei unterschiedlichen Umgebungsfeuchten (trocken (40 %), normal mit Schwankungen zwischen 60 und 90 % und feucht (83 %))

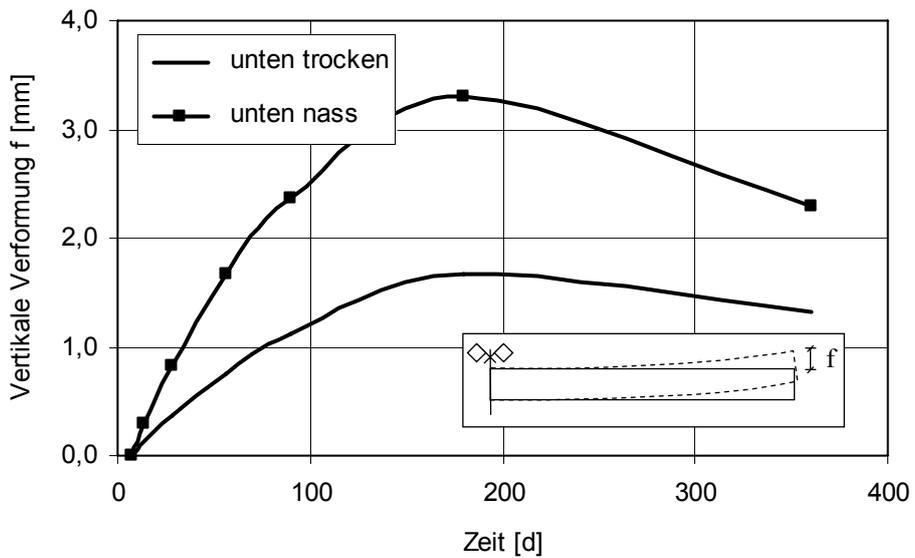


Abb. A 5.15: Einfluss der Befeuchtung der Unterseite auf den Verformungsverlauf des Endes einer Betonplatte

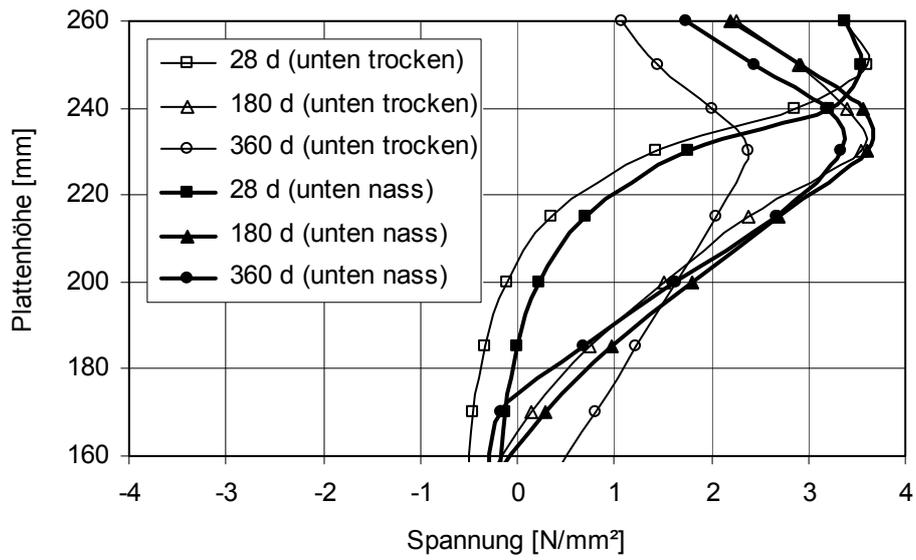


Abb. A 5.16: Einfluss einer Befeuchtung der Unterseite auf die Spannungsverteilung in den obersten 100 mm in der Mitte einer Betonplatte im Alter von 28, 180 und 360 Tagen

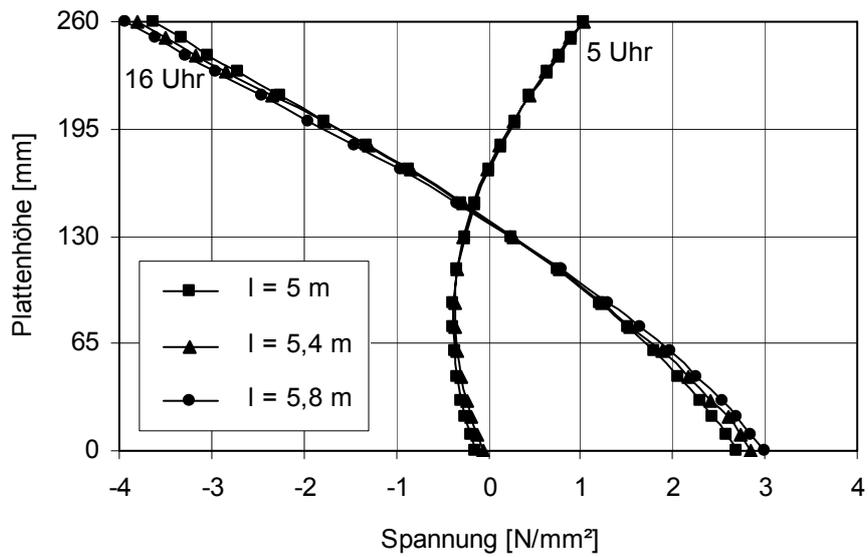


Abb. A 5.17: Spannungsverteilung in einer Betonplatte für unterschiedliche Längen (5,0 und 5,4 sowie 5,8 m) um 16 Uhr (maximale Aufwölbung) und um 5 Uhr (maximale Aufschüsselung)

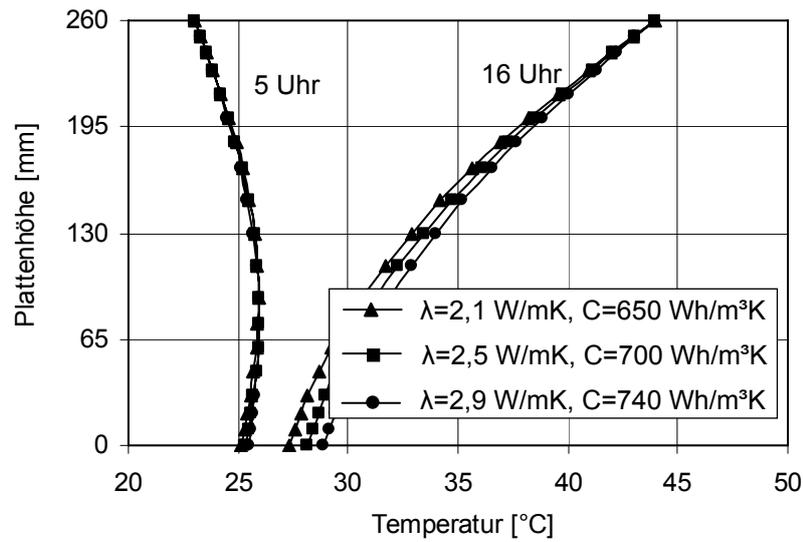


Abb. A 5.18: Temperaturverteilung in einer Betonplatte für unterschiedliche Wärmeleitfähigkeiten und Wärmekapazitäten um 16 Uhr (maximale Aufwölbung) und um 5 Uhr (maximale Aufschüsselung)

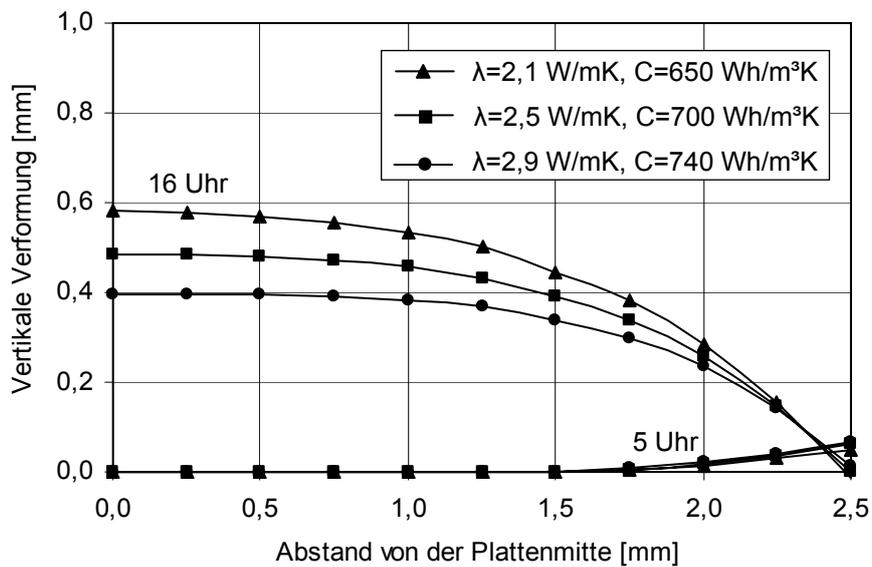


Abb. A 5.19: Vertikale Verformung einer Betonplatte für unterschiedliche Wärmeleitfähigkeiten und Wärmekapazitäten um 16 Uhr (maximale Aufwölbung) und um 5 Uhr (maximale Aufschüsselung)

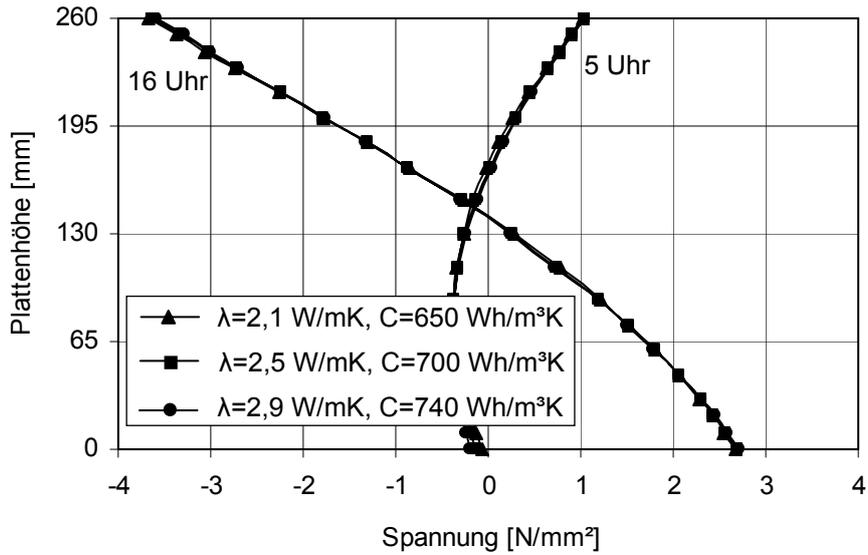


Abb. A 5.20: Spannungsverteilung in der Mitte einer Betonplatte für unterschiedliche Wärmeleitfähigkeiten und Wärmekapazitäten um 16 Uhr (maximale Aufwölbung) und um 5 Uhr (maximale Aufschüsselung)

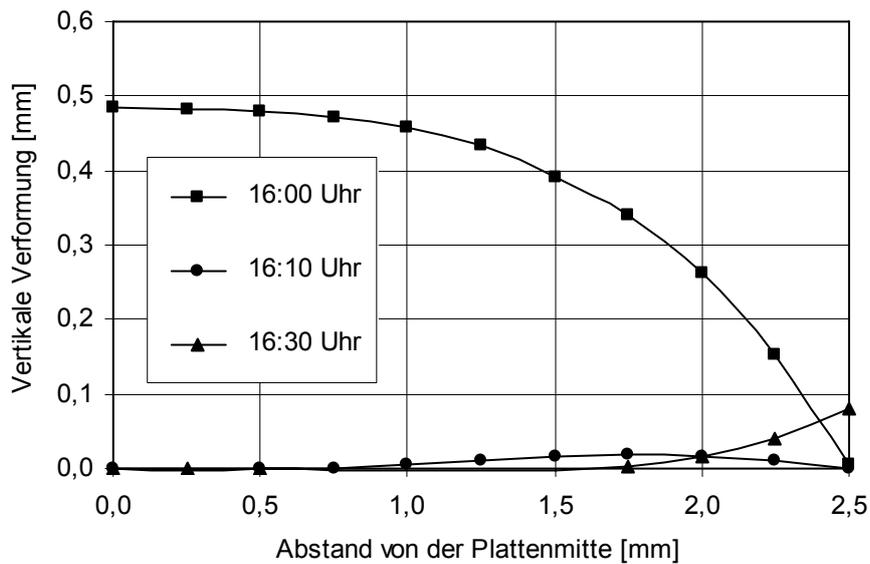


Abb. A 5.21: Vertikale Verformung einer Betonplatte vor dem Eintreten eines extremen Thermochocks (um 16 Uhr, maximale Erwärmung), sowie 10 Minuten und 30 Minuten nach dem Thermochock

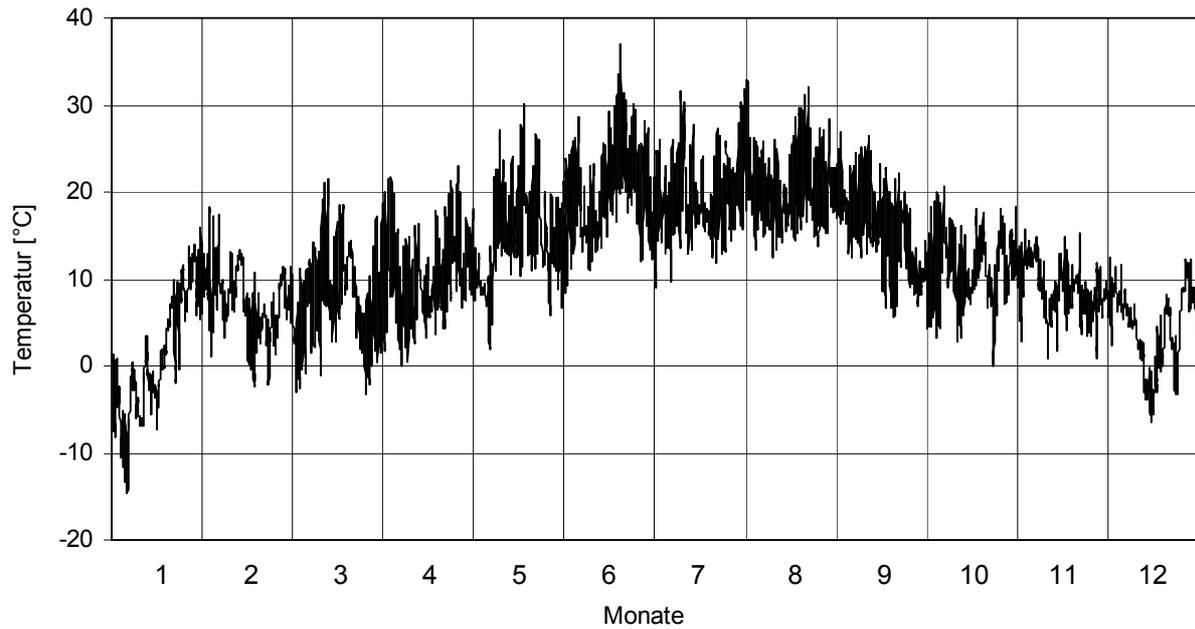


Abb. A 6.1: Verlauf der Umgebungstemperatur in Karlsruhe im Jahr 2002

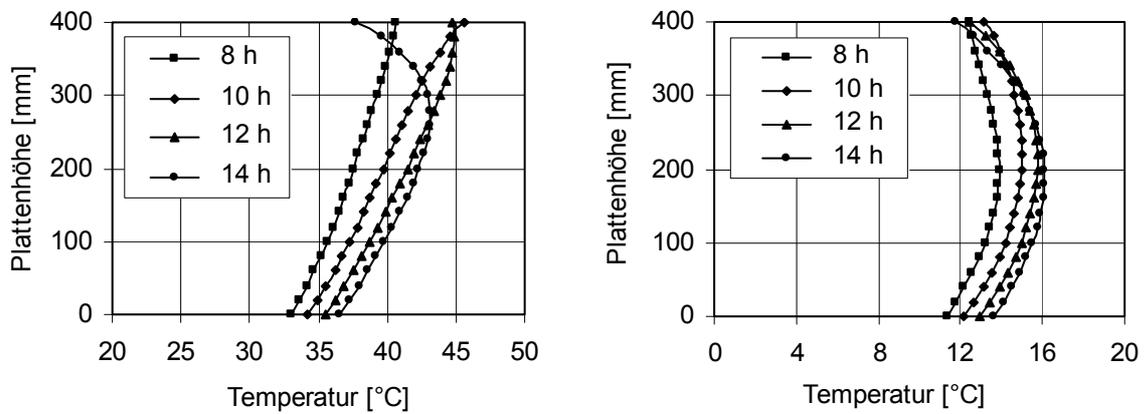


Abb. A 6.2: Temperaturverteilung in Betonplatten mit einer Dicke von 400 mm zum Zeitpunkt 8, 10, 12, 14 h nach einer Plattenherstellung am Morgen eines heißen Sommertags (links) und am Morgen eines Wintertags (rechts)

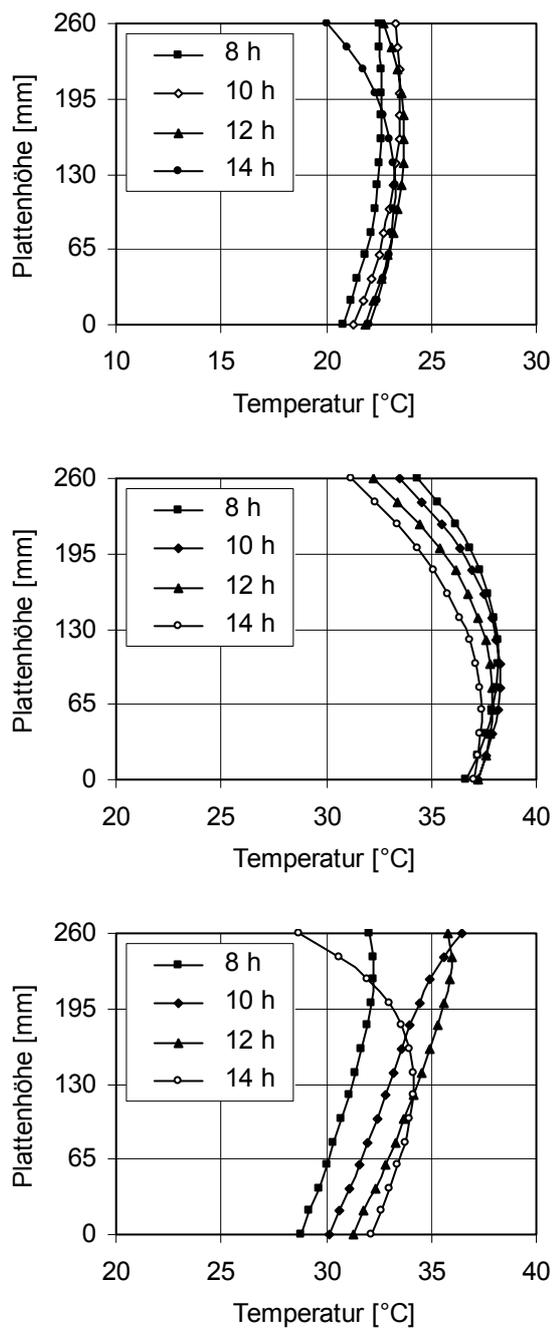


Abb. A 6.3: Temperaturverteilung in Betonplatten mit einer Dicke von 260 mm zum Zeitpunkt 8, 10, 12, 14 h nach einer Plattenherstellung am Morgen eines Tages im Herbst bzw. Frühling (oben) und am Nachmittag eines heißen Sommertags (Mitte) sowie am Morgen eines heißen Sommertags unter Verwendung eines Zements mit langsamer Hydratationswärmeentwicklung (unten)

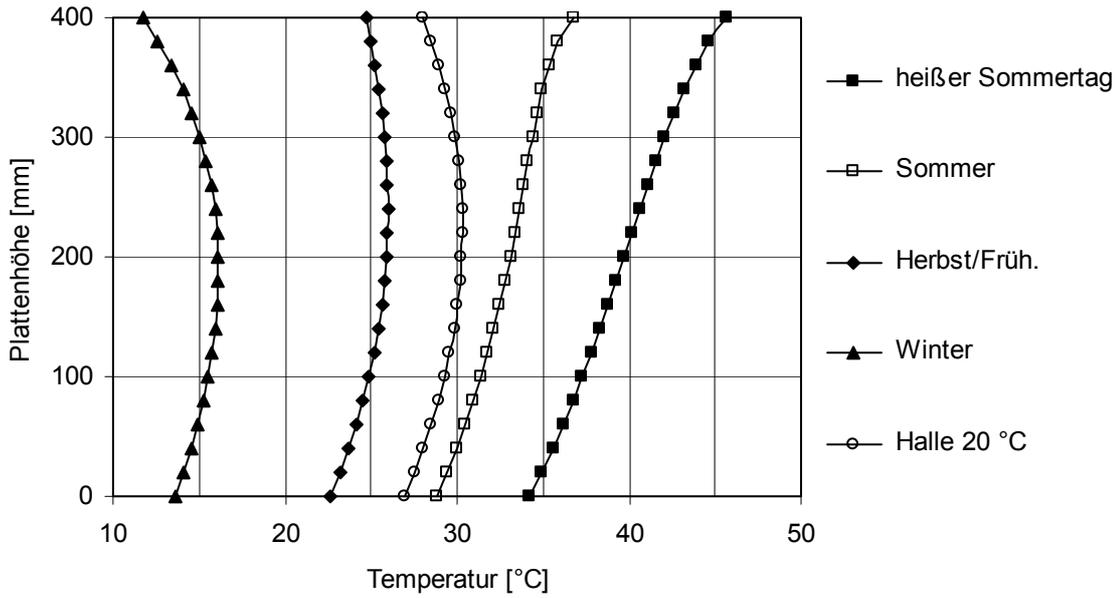


Abb. A 6.4: Unterschiedliche Verläufe der Nullspannungstemperatur in einer Betonplatte mit einer Dicke von 400 mm in Abhängigkeit von der Herstellung im Freien am Morgen verschiedener Jahreszeiten bzw. in einer geschlossenen Halle mit einer konstanten Umgebungstemperatur von 20 °C

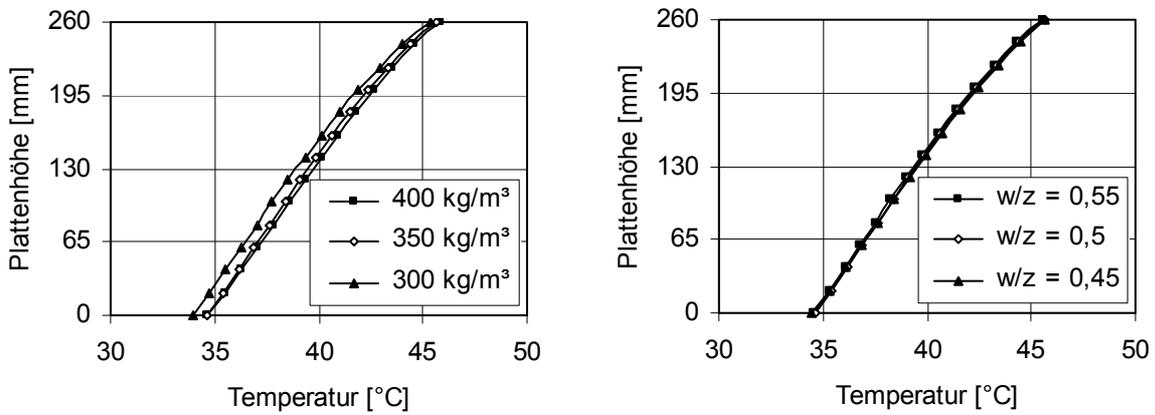


Abb. A 6.5: Einfluss der Zementmenge (links) und des w/z-Werts (rechts) auf die Bezugstemperatur in einer Betonplatte mit einer Dicke von 260 mm infolge einer Herstellung am Morgen eines heißen Sommertags

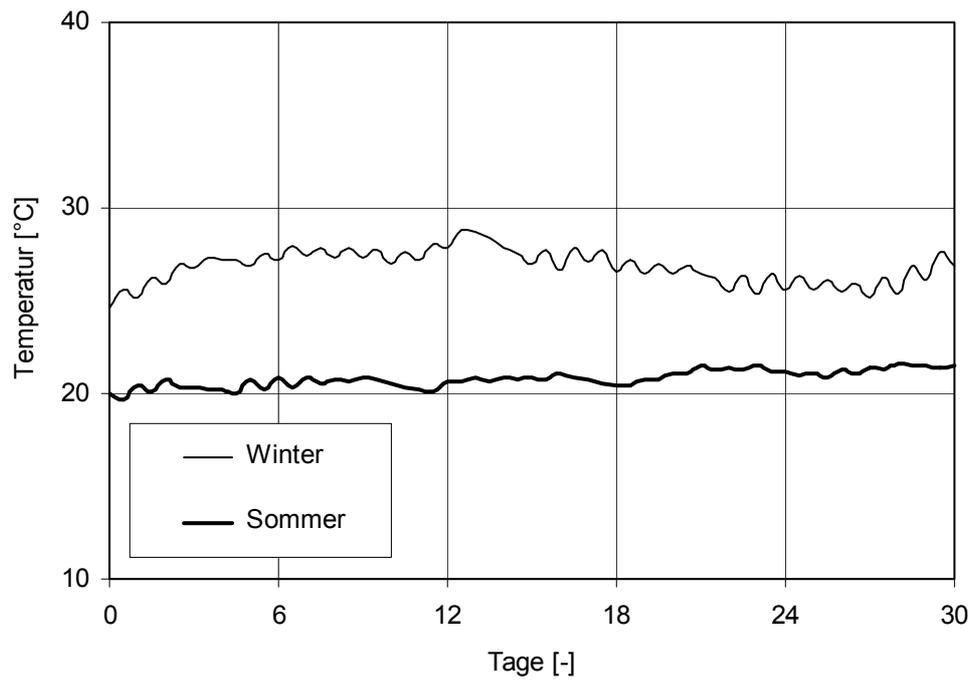


Abb. A 6.6: Temperaturverlauf in einem repräsentativen Monat im Sommer (Juli) und Winter (Februar) in der Versuchshalle des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie im Jahr 2001

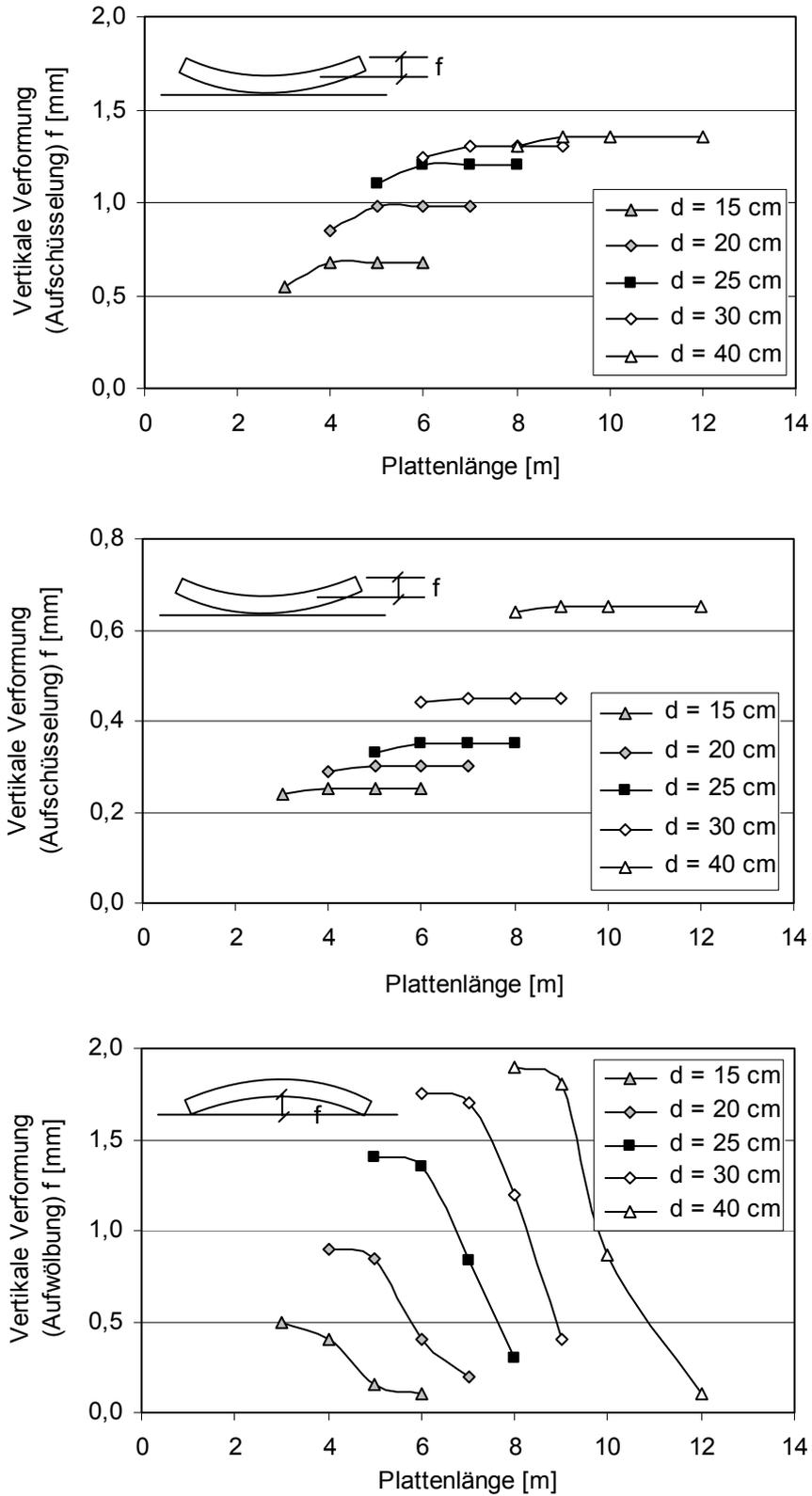


Abb. A 7.1: Vertikale Verformungen von Betonplatten infolge der Herstellung im Sommer (oben) und im Herbst/Frühling (Mitte) sowie im Winter (unten)

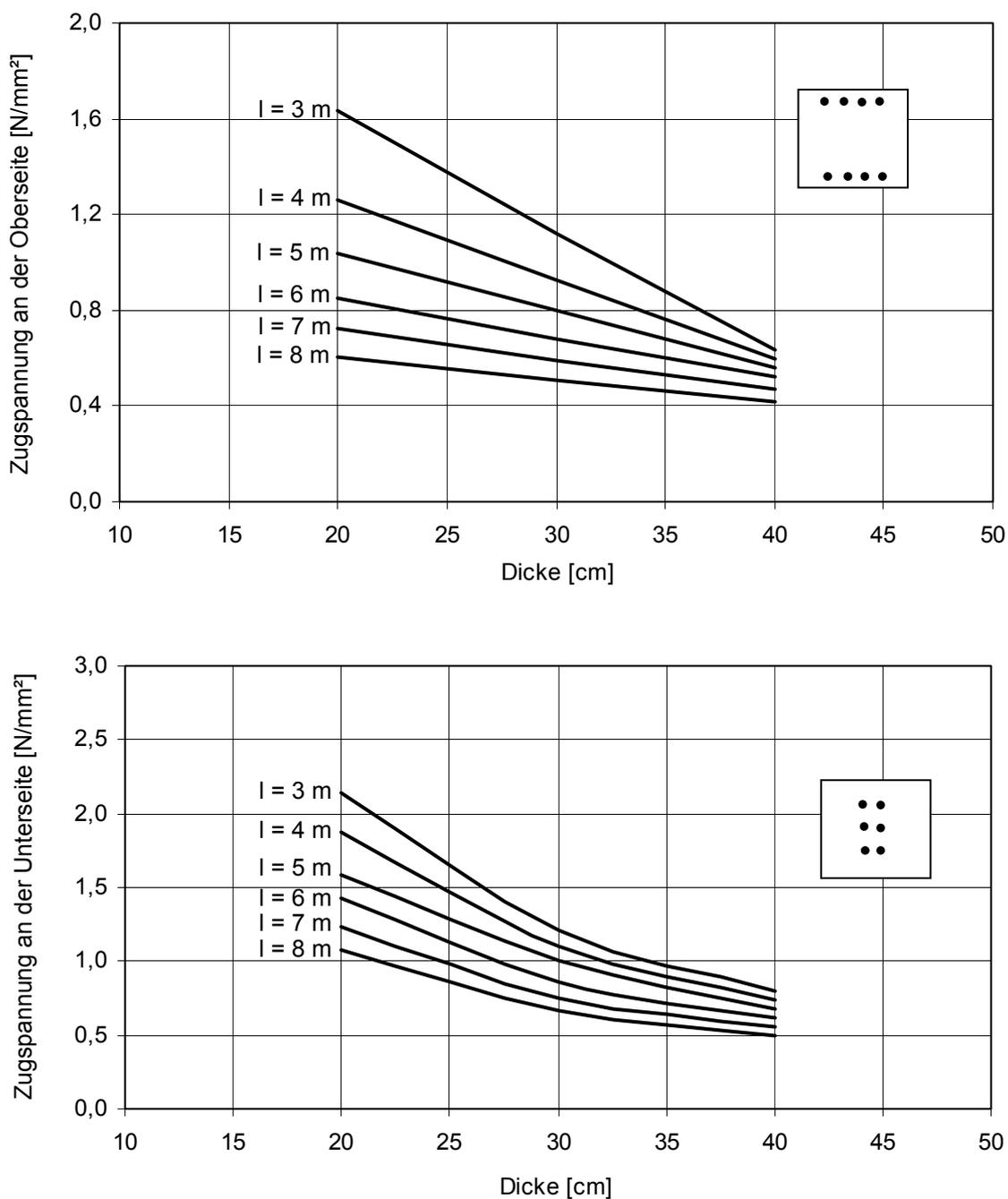


Abb. A 7.2: Maßgebende Zugspannungen an der Oberseite (oben) und der Unterseite (unten) im mittleren Bereich quadratischer Betonplatten infolge eines Schwerlastwagens vom Typ SLW 30

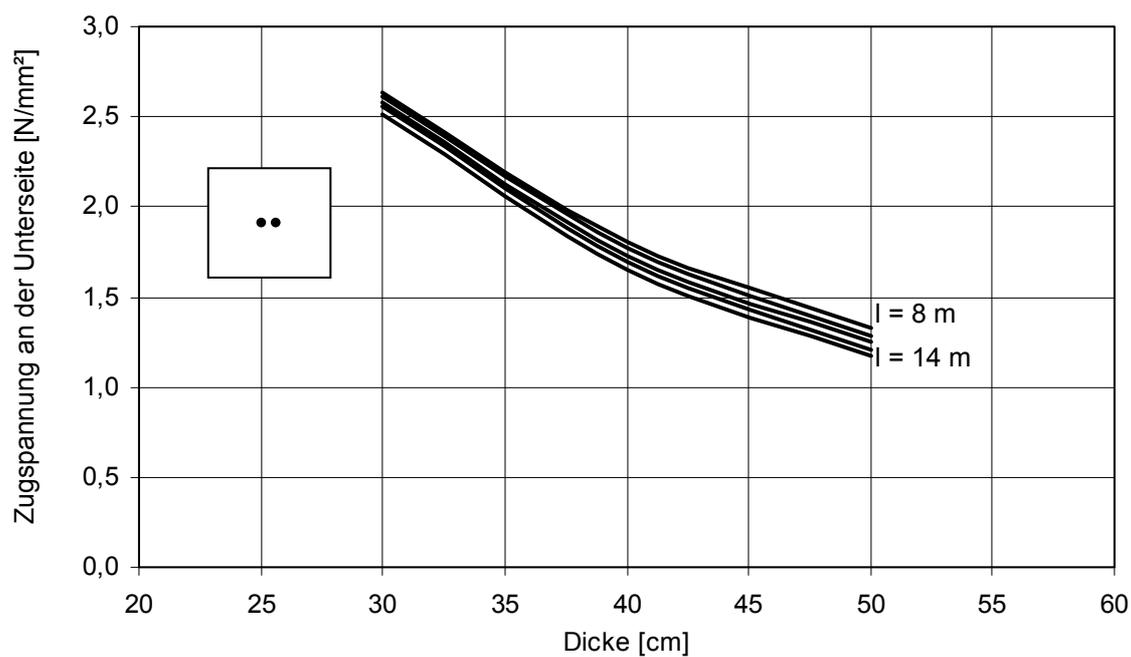
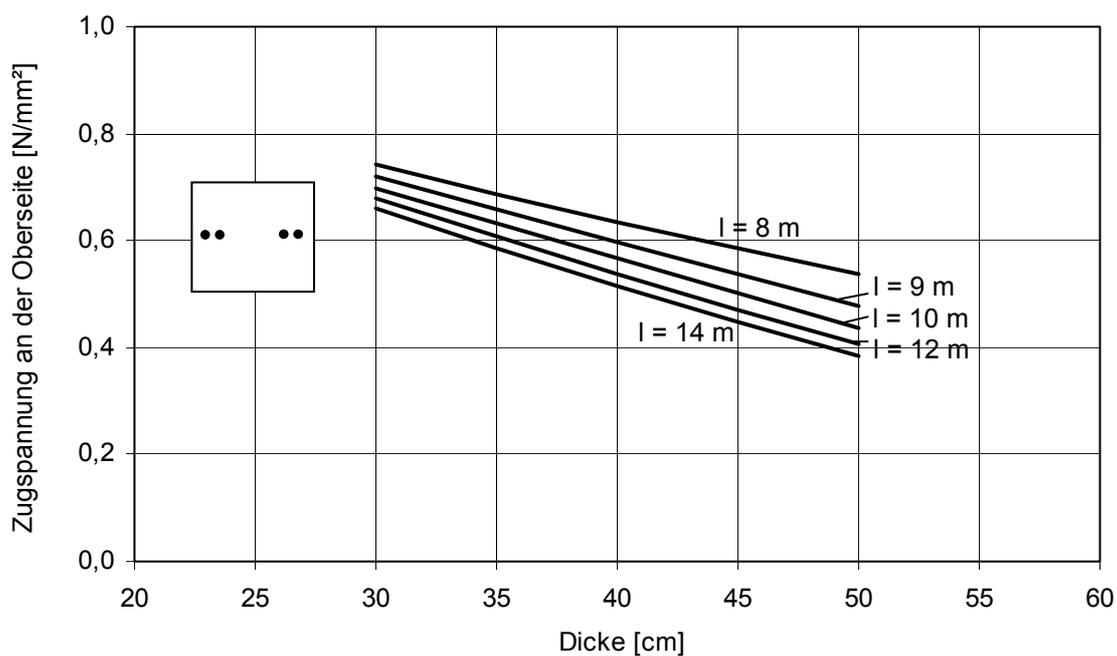


Abb. A 7.3: Maßgebende Zugspannungen an der Oberseite (oben) und der Unterseite (unten) im mittleren Bereich quadratischer Betonplatten infolge eines Flugzeugs vom Typ Boeing 727-230

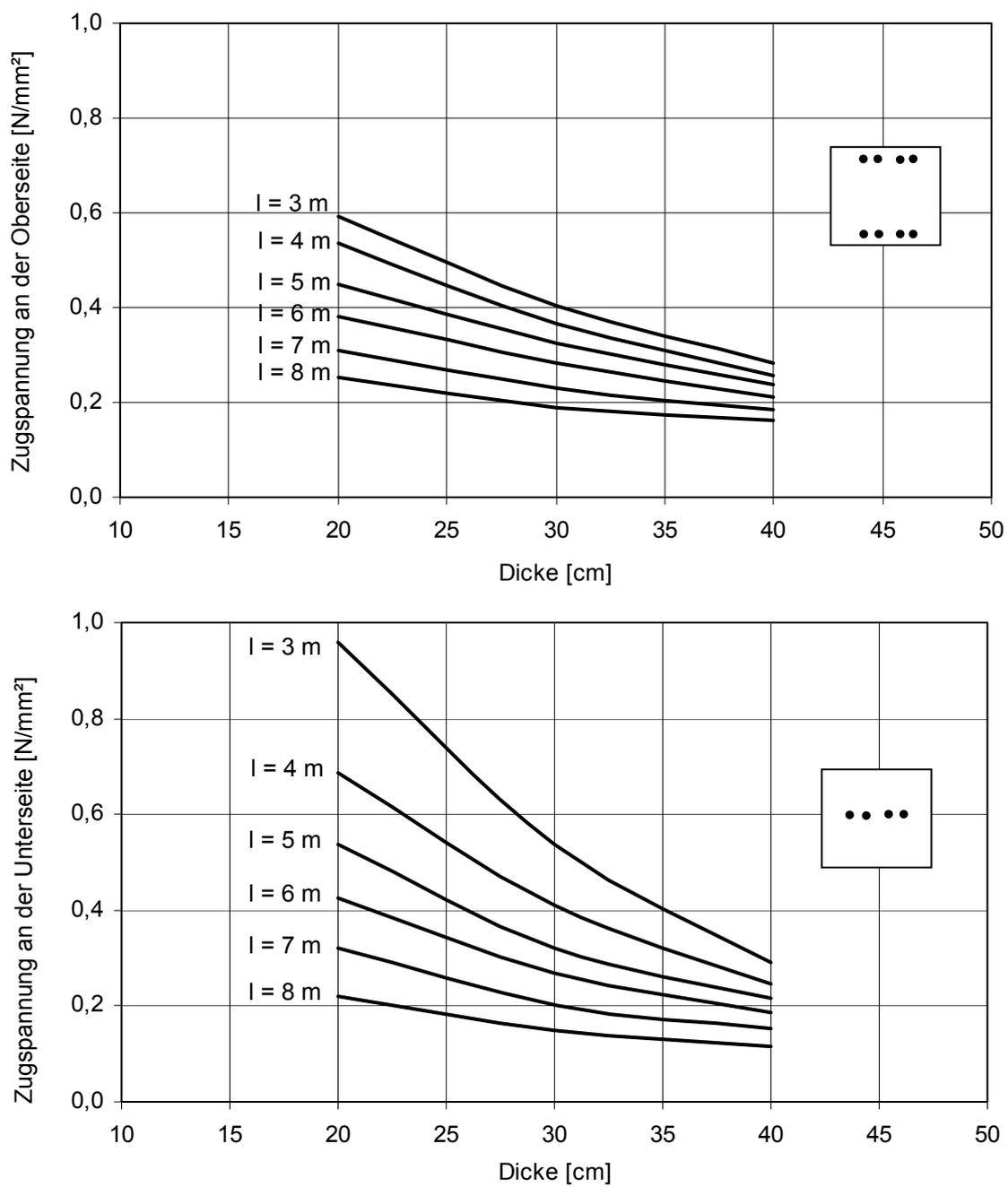


Abb. A 7.4: Maßgebende Zugspannungen an der Oberseite (oben) und der Unterseite (unten) im mittleren Bereich quadratischer Betonplatten infolge eines Gabelstaplers mit einem zulässigen Gesamtgewicht von 3,5 t



**Schriftenreihe des  
Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie**

Herausgeber:

Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller und Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski

ISSN 0933-0461

- Heft 1**     Manfred Curbach: *Festigkeitssteigerung von Beton bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten.* 1987
- Heft 2**     Franz-Hermann Schlüter: *Dicke Stahlbetonplatten unter stoßartiger Belastung - Flugzeugabsturz.* 1987
- Heft 3**     Marlies Schieferstein: *Der Zugflansch von Stahlbetonplattenbalken unter Längsschub und Querbiegung bei kritischer Druckbeanspruchung von Beton.* 1988
- Heft 4**     Thomas Bier: *Karbonatisierung und Realkalisierung von Zementstein und Beton.* 1988
- Heft 5**     Wolfgang Brameshuber: *Bruchmechanische Eigenschaften von jungem Beton.* 1988
- Heft 6**     Bericht DFG-Forschungsschwerpunkt: *Durability of Non-Metallic Inorganic Building Materials.* 1988
- Heft 7**     Manfred Feyerabend: *Der harte Querstoß auf Stützen aus Stahl und Stahlbeton.* 1988
- Heft 8**     Klaus F. Schönlin: *Permeabilität als Kennwert der Dauerhaftigkeit von Beton.* 1989
- Heft 9**     Lothar Stempniewski: *Flüssigkeitsgefüllte Stahlbetonbehälter unter Erdbebeneinwirkung.* 1990
- Heft 10**    Jörg Weidner: *Vergleich von Stoffgesetzen granularer Schüttgüter zur Silodruckermittlung.* 1990
- Heft 11**    Pingli Yi: *Explosionseinwirkungen auf Stahlbetonplatten.* 1991
- Heft 12**    Rainer Kunterding: *Beanspruchung der Oberfläche von Stahlbetonsilos durch Schüttgüter.* 1991

- Heft 13** Peter Haardt: *Zementgebundene und kunststoffvergütete Beschichtungen auf Beton*. 1991
- Heft 14** Günter Rombach: *Schüttguteinwirkungen auf Silozellen - Exzentrische Entleerung*. 1991
- Heft 15** Harald Garrecht: *Porenstrukturmodelle für den Feuchtehaushalt von Baustoffen mit und ohne Salzbefrachtung und rechnerische Anwendung auf Mauerwerk*. 1992
- Heft 16** Violandi Vratsanou: *Das nichtlineare Verhalten unbewehrter Mauerwerksscheiben unter Erdbebenbeanspruchung - Hilfsmittel zur Bestimmung der q-Faktoren*. 1992
- Heft 17** Carlos Rebelo: *Stochastische Modellierung menschengenerierter Schwingungen*. 1992
- Heft 18** Seminar 29./30. März 1993: *Erdbebenauslegung von Massivbauten unter Berücksichtigung des Eurocode 8*. 1993
- Heft 19** Hubert Bachmann: *Die Massenträgheit in einem Pseudo-Stoffgesetz für Beton bei schneller Zugbeanspruchung*. 1993
- Heft 20** DBV/AiF-Forschungsbericht: H. Emrich: *Zum Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen unter Querkraft- und Längszugbeanspruchung*. 1993
- Heft 21** Robert Stolze: *Zum Tragverhalten von Stahlbetonplatten mit von den Bruchlinien abweichender Bewehrungsrichtung - Bruchlinien-Rotationskapazität*. 1993
- Heft 22** Jie Huang: *Extern vorgespannte Segmentbrücken unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion*. 1994
- Heft 23** Rolf Wörner: *Verstärkung von Stahlbetonbauteilen mit Spritzbeton*. 1994
- Heft 24** Ioannis Retzepis: *Schiefe Betonplatten im gerissenen Zustand*. 1995
- Heft 25** Frank Dahlhaus: *Stochastische Untersuchungen von Silobeanspruchungen*. 1995

- Heft 26** Cornelius Ruckenbrod: *Statische und dynamische Phänomene bei der Entleerung von Silozellen.* 1995
- Heft 27** Shishan Zheng: *Beton bei variierender Dehngeschwindigkeit, untersucht mit einer neuen modifizierten Split-Hopkinson-Bar-Technik.* 1996
- Heft 28** Yong-zhi Lin: *Tragverhalten von Stahlfaserbeton.* 1996
- Heft 29** DFG: *Korrosion nichtmetallischer anorganischer Werkstoffe im Bauwesen.* 1996
- Heft 30** Jürgen Ockert: *Ein Stoffgesetz für die Schockwellenausbreitung in Beton.* 1997
- Heft 31** Andreas Braun: *Schüttgutbeanspruchungen von Silozellen unter Erdbebeneinwirkung.* 1997
- Heft 32** Martin Günter: *Beanspruchung und Beanspruchbarkeit des Verbundes zwischen Polymerbeschichtungen und Beton.* 1997
- Heft 33** Gerhard Lohrmann: *Faserbeton unter hoher Dehngeschwindigkeit.* 1998
- Heft 34** Klaus Idda: *Verbundverhalten von Betonrippenstäben bei Querkzug.* 1999
- Heft 35** Stephan Kranz: *Lokale Schwind- und Temperaturgradienten in bewehrten, oberflächennahen Zonen von Betonstrukturen.* 1999
- Heft 36** Gunther Herold: *Korrosion zementgebundener Werkstoffe in mineral-sauren Wässern.* 1999
- Heft 37** Mostafa Mehrfaza: *Entleerungsdrücke in Massefluss-Silos - Einflüsse der Geometrie und Randbedingungen.* 2000
- Heft 38** Tarek Nasr: *Druckentlastung bei Staubexplosionen in Siloanlagen.* 2000
- Heft 39** Jan Akkermann: *Rotationsverhalten von Stahlbeton-Rahmenecken.* 2000
- Heft 40** Viktor Mechtcherine: *Bruchmechanische und fraktologische Untersuchungen zur Rißausbreitung in Beton.* 2001

- Heft 41** Ulrich Häußler-Combe: *Elementfreie Galerkin-Verfahren – Grundlagen und Einsatzmöglichkeiten zur Berechnung von Stahlbetontragwerken.* 2001
- Heft 42** Björn Schmidt-Hurtienne: *Ein dreiaxiales Schädigungsmodell für Beton unter Einschluß des Dehnrateneffekts bei Hochgeschwindigkeitsbelastung.* 2001
- Heft 43** Nazir Abdou: *Ein stochastisches nichtlineares Berechnungsverfahren für Stahlbeton mit finiten Elementen.* 2002
- Heft 44** Andreas Plotzitz: *Ein Verfahren zur numerischen Simulation von Betonstrukturen beim Abbruch durch Sprengen.* 2002
- Heft 45** Timon Rabczuk: *Numerische Untersuchungen zum Fragmentierungsverhalten von Beton mit Hilfe der SPH-Methode.* 2002
- Heft 46** Norbert J. Krutzik: *Zu Anwendungsgrenzen von FE-Modellen bei der Simulation von Erschütterungen in Kernkraftbauwerken bei Stoßbelastungen.* 2002
- Heft 47** Thorsten Timm: *Beschuß von flüssigkeitsgefüllten Stahlbehältern.* 2002
- Heft 48** Slobodan Kasic: *Tragverhalten von Segmentbauteilen mit interner und externer Vorspannung ohne Verbund.* 2002
- Heft 49** Christoph Kessler-Kramer: *Zugtragverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung.* 2002
- Heft 50** Nico Herrmann: *Experimentelle Verifizierung von Prognosen zur Sprengtechnik.* 2002
- Heft 51** Michael Baur: *Elastomerlager und nichtlineare Standorteffekte bei Erdbebeneinwirkung.* 2003
- Heft 52** Seminar 02. Juli 2004: *DIN 1045-1 Aus der Praxis für die Praxis.* 2004
- Heft 53** Abdelkhalek Saber Omar Mohamed: *Behaviour of Retrofitted Masonry Shear Walls Subjected to Cyclic Loading.* 2004
- Heft 54** Werner Hörenbaum: *Verwitterungsmechanismen und Dauerhaftigkeit von Sandsteinsichtmauerwerk.* 2005

**Heft 55** Seminar Februar 2006: *DIN 4149 - Aus der Praxis für die Praxis.*  
2006

**Heft 56** Sam Foos: *Unbewehrte Betonfahrbahnplatten unter witterungsbe-  
dingten Beanspruchungen.* 2006

Frühere Berichte des  
Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie

Ulrich Häußler: *Geschwindigkeits- und Spannungsfelder beim Entleeren von Silozellen.* 1984

Wilfried Gladen: *Numerische Untersuchungen der Lasten in Silozellen beim exzentrischen Entleeren.* 1985

Bezug der Hefte: Institut für Massivbau und Baustofftechnologie  
Universität Karlsruhe  
Postfach 6980  
D - 76128 Karlsruhe  
Tel. 0721/608-2263  
Fax 0721/608-2265

Druckkostenzuschuss incl. Porto: je Heft 18,-- Euro

Außerdem noch erhältlich:

Festschrift  
Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Dr.techn. h.c. Josef Eibl

**Aus dem Massivbau und seinem Umfeld**

788 Seiten, Preis incl. Versand: 25,-- Euro